



TUGAS AKHIR (RC14-1501)

# **PERENCANAAN ULANG GEDUNG I.T.S *OFFICE* TOWER JAKARTA MENGGUNAKAN METODE *PERFORMANCE BASED DESIGN***

**PANJI WIBOWO**  
NRP 3112 100 057

Dosen Pembimbing  
Faimun, Ir., MSc., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016



**TUGAS AKHIR (RC14-1501)**

**PERENCANAAN ULANG GEDUNG I.T.S *OFFICE*  
TOWER JAKARTA MENGGUNAKAN METODE  
*PERFORMANCE BASED DESIGN***

**PANJI WIBOWO**  
NRP 3112 100 057

Dosen Pembimbing  
Faimun, Ir., MSc., Ph.D.

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016



**FINAL PROJECT (RC14-1501)**

# **DESIGN OF GEDUNG I.T.S OFFICE TOWER JAKARTA WITH PERFORMANCE BASED DESIGN METHOD**

**PANJI WIBOWO**  
NRP 3112 100 057

Supervisor  
Faimun, Ir., MSc., Ph.D.

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016

**PERENCANAAN ULANG GEDUNG I.T.S OFFICE  
TOWER JAKARTA MENGGUNAKAN METODE  
PERFORMANCE BASED DESIGN**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Bidang Studi Struktur  
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

**PANJI WIBOWO**

NRP. 3112 100 057

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Faimun, Ir., M.Sc., Ph.D. .... (Pembimbing I)



**SURABAYA  
JANUARI, 2017**

# **PERENCANAAN ULANG GEDUNG I.T.S OFFICE TOWER JAKARTA MENGGUNAKAN METODE PERFORMANCE BASE DESIGN**

Nama Mahasiswa : Panji Wibowo  
NRP : 3112100057  
Jurusan : Teknik Sipil  
Dosen Konsultasi : Ir. Faimun MSc., Ph.D

## **Abstrak**

*I.T.S Office Tower Jakarta adalah sebuah gedung yang terdiri dari 27 lantai dengan total ketinggian 97,00 meter. Sebagai bahan studi perancangan, gedung ini direncanakan ulang dengan metode Performance Based Design. Performance Based Design adalah suatu metode pembebanan dengan berdasarkan tingkat kinerja dari suatu bangunan yang dibagi menjadi beberapa kelompok yang akan menentukan defleksi bangunan terkait. Metode Performance Based Design sering dikembangkan untuk mengetahui performa dari suatu gedung apabila mendapat beban gempa dan mendesain gedung dengan menentukan defleksi dan batas drift dari gedung tersebut.*

*Tugas akhir ini akan membahas Perencanaan I.T.S Office Tower Jakarta dengan menggunakan metode performance based design. Perencanaan yang dilakukan meliputi perencanaan struktur primer dan struktur sekunder.*

*Dari hasil analisa nonlinear time history, didapatkan defleksi maksimum yang terjadi yaitu gempa arah  $x = 0,3316$  m dan gempa arah  $y = 0.293$  m sehingga gedung I.T.S Office Tower Jakarta memenuhi persyaratan target displacement yaitu  $0,6325$  m*

***Kata kunci: Defleksi, I.T.S Office Tower Jakarta, Modifikasi, Perencanaan, Performance Base Design***

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

## **DESIGN OF I.T.S OFFICE TOWER JAKARTA USING PERFOMANCE BASED DESIGN METHOD**

Name : Panji Wibowo  
NRP : 3112100057  
Major : Teknik Sipil  
Supervisor : Ir. Faimun, M.Sc., Ph.D

### **Abstract**

*I.T.S Office Tower is a building that consist of 27 stories with total height of 97 meters. As a study of design, this building will redesign using Performance Based Design method. Performance Based Design is a load method based on performance level of a building that divided into several categories that will determining deflection of the building. Performance Based Design is frequently developed to know the performance of a building when there is an earthquake and to design a building by determine the deflection drift limit of the building.*

*This final report will discussed about Design of I.T.S Office Tower Jakarta using performance based design method. Design of this building is consist of main structure design and secondary structure design.*

*From nonlinear time history analysis results, the maximum deflection earthquake load X direction that occurs is 0,3316 m and the maximum deflection earthquake load Y direction is 0.293 m so that I.T.S Office Tower Jakarta can reach the requirement of displacement 0,6325 m.*

***Kata Kunci: Deflection, Design, I.T.S Office Tower Jakarta, Modification, Performance Base Design***

(Halaman ini sengaja dikosongkan)



## KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT karena rahmat dan kesempatan yang telah dilimpahkan, penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Ulang Gedung *I.T.S Office Tower* Jakarta Menggunakan Metode Performance Based Design”. Dalam kesempatan ini penulis bermaksud mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang mendukung dan membantu atas terselesaikannya Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Orang tua, dan kakak penulis yang telah memberikan dukungan, motivasi serta doa kepada penulis
2. Bapak Faimun, Ir., M.Sc., Ph.D selaku dosen pembimbing yang telah memberikan motivasi, arahan serta bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini
3. Seluruh dosen pengajar di Jurusan Teknik Sipil yang telah memberikan ilmu serta bimbingannya selama masa perkuliahan penulis
4. Teman-teman Jurusan Teknik Sipil Angkatan 2012 yang memberikan motivasi, dukungan, doa dan bantuan selama masa perkuliahan penulis

Dalam pembuatan tugas akhir ini, penulis menyadari bahwa tugas akhir yang penulis buat masih sangat jauh dari kesempurnaan. Jadi dengan rasa hormat penulis mohon petunjuk, saran, dan kritik terhadap tugas akhir ini. Sehingga kedepannya, diharapkan ada perbaikan terhadap tugas akhir ini serta dapat menambah pengetahuan bagi penulis.

Surabaya, September 2016

Penulis

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

## DAFTAR ISI

Halaman Judul	
<i>Title Page</i>	
LembarPengesahan	
Abstrak .....	i
Abstract.....	iii
Kata Pengantar.....	v
Daftar Isi .....	vii
Daftar Gambar .....	xi
Daftar Tabel .....	xv
 BAB I PENDAHULUAN.....	 1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Tujuan .....	3
1.4 Batasan Masalah .....	3
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA .....	 5
2.1 Awal Mula <i>Performance Based Design</i> .....	5
2.2 Tingkat Performance Struktural dan Nonstruktural.....	6
2.3 Permodelan Kinerja Elemen .....	9
2.4 Perkembangan <i>Performance Based Design</i> .....	11
2.5 <i>Direct Displacement Based Design</i> .....	11
 BAB III METODOLOGI.....	 15
3.1 Umum .....	15
3.2 Bagan Alir .....	15
3.3 Pengumpulan Data.....	18
3.4 Menentukan Tingkat Kinerja Struktur.....	18
3.5 Preliminary Desain .....	18
3.6 Pembebanan.....	19
3.7 <i>Wall Conflexure Height</i> .....	20
3.8 <i>Wall Yield Displacement</i> .....	21

3.9 Menghitung <i>Design Displacement Profile</i> .....	22
3.10 Menghitung Rencana Perpindahan SDOF, Tinggi Efektif, dan Masa Efektif .....	22
3.11 Menghitung Redaman Viscous Ekvivalen .....	23
3.12 Menghitung Periode Efektif dan Kekakuan Efektif .....	24
3.13 Menghitung Gaya Geser Dasar dan Distribusi Gaya Gempa Tiap Lantai .....	24
3.14 Analisa Struktur .....	25
3.15 Menghitung Jumlah dan Konfigurasi Tulangan .....	25
3.16 Time History .....	25
 BAB IV PEMBAHASAN.....	27
4.1 Menentukan Tingkat Kinerja Struktur .....	27
4.2 Pre-Eliminary Design.....	27
4.2.1 Pembebanan .....	27
4.2.2 Perencanaan Dimensi Balok .....	28
4.2.3 Perencanaan Dimensi Pelat.....	29
4.2.3.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Satu Arah .....	31
4.2.3.2 Perencanaan Dimensi Pelat Atap Satu Arah .....	31
4.2.3.3 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Dua Arah .....	32
4.2.3.4 Perencanaan Dimensi Pelat Atap Dua Arah.....	36
4.2.4 Perencanaan Dimensi Kolom.....	40
4.3 Menghitung Wall Conflexure Height.....	42
4.4 Menghitung Wall Yield Displacement .....	44
4.5 Menghitung Design Displacement Profile .....	45
4.6 Menghitung Rencana Perpindahan SDOF, Tinggi Efektif, dan Masa Efektif .....	45
4.7 Menentukan Redaman Ekvivalen .....	47
4.8 Menghitung Periode Efektif dan Kekakuan Efektif .....	48
4.9 Menghitung Gaya Geser Dasar dan Distribusi Gaya Gempa Tiap Lantai .....	48
4.10 Analisa Struktur .....	50
4.11 Menghitung Jumlah dan Konfigurasi Tulangan.....	50
4.11.1 Penulangan Pelat .....	50
4.11.1.1 Penulangan Pelat Lantai .....	50

4.11.1.2 Penulangan Pelat Atap.....	53
4.12 Perencanaan Struktur Tangga .....	58
4.13 Perencanaan Balok Lift.....	65
4.13.1 Perencanaan Dimensi Awal Balok Lift.....	65
4.13.2 Pembebanan Balok Lift .....	66
4.13.3 Pembebanan Balok Penggantung Lift.....	67
4.13.4 Penulangan Balok Penggantung Lift .....	67
4.13.5 Penulangan Balok Penumpu Lift .....	69
4.14 Penulangan Balok .....	69
4.14.1 Penulangan Lentur Balok.....	69
4.14.2 Penulangan Geser Balok .....	72
4.14.3 Penulangan Torsi Balok.....	76
4.14.4 Pemutusan Tulangan Balok .....	77
4.15 Penulangan Kolom.....	78
4.15.1 Kontrol Dimensi Kolom .....	79
4.15.2 Penulangan Longitudinal Kolom .....	79
4.15.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom .....	79
4.15.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor.....	80
4.15.5 Kontrol Strong Coloumn Weak Beam.....	80
4.15.6 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana ...	82
4.15.7 Pengekangan Kolom .....	83
4.15.8 Panjang Lewatan Sambungan .....	85
4.15.9 Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi .....	85
4.16 Perencanaan Hubungan Balok Kolom.....	86
4.16.1 Tulangan Transversal Pada HBK.....	87
4.16.2 Cek Geser HBK .....	88
4.17 Perencanaan Dinding Geser.....	88
4.17.1 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser .....	89
4.17.2 Kontrol DIMensi Penampang Terhadap Gaya Geser....	89
4.17.3 Penulangan GeserDinding Geser .....	89
4.17.4 Penulangan GeserDinding Geser Vertikal dan Horizontal.....	90
4.17.5 Kontrol Rasio tulangan vertikal dan horizontal .....	90
4.17.6 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal .....	91

4.17.7 Kontrol Komponen Batas.....	91
4.17.8 Penulangan Pada Komponen Batas.....	92
4.17.9 Cek Desain Shearwall dengan SPColumn .....	92
4.18 Analisa Nonlinier Time History.....	93
4.18.1 Tahapan Tahapan Analisa <i>Nonlinier Time History</i> .....	94
 BAB V KESIMPULAN DAN SARAN.....	 117
5.1 Kesimpulan .....	177
5.2 Saran.....	118
 DAFTAR PUSTAKA .....	 121
<b>GAMBAR OUTPUT</b>	
<b>LAMPIRAN-LAMPIRAN</b>	

## DAFTAR GAMBAR

1.1 Lokasi Komplek Niffaro (a), Master Plan Komplek Niffaro (b).....	3
2.1 Contoh Hasil Untuk <i>Structural Performance</i> . ....	6
2.2 Tingkatan Peforma dan Kerusakan yang Dialami Struktur.....	7
2.3 Kurva Prilaku Umum Elemen.....	10
2.4 SDOF pada DDBD .....	13
3.1 Pembagian Momen Pada Sistem Struktur <i>Dual System</i> .....	20
3.2 Distrubiusi Gaya Geser Yang Terjadi Pada Dinding Geser dan Rangka.. .....	21
3.3 Spektrum Perpindahan. ....	24
4.1 Denah Pembalokan .....	29
4.2 Denah Pelat .....	30
4.3 Spektra Perpindahan .....	48
4.4 Detail Tebal Pelat.....	51
4.5 Detail Tebal Pelat.....	53
4.6 Tampak Atas Tangga .....	59
4.7 Tampak Samping Tangga .....	59
4.8 Permodelan Struktur Tangga .....	60
4.9 Gaya Dalam Pada Struktur Tangga .....	62
4.10 Detail Penulangan Balok Lift .....	76
4.11 Grafik Interaksi Ntar Aksial dan Momen Pada Kolom .....	80
4.12. Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HKB .....	81
4.13 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada kolom dengan $f_s$ $= 1,25 f_y$ .....	82
4.14 Gambar Hubungan Balok Kolom .....	86
4.15 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Dinding Geser .....	93
4.16 Log in di situs peer berkerley .....	94
4.17 Menentukan model spectrum “No Scaling” .....	95

4.18	Grafik ground motion yang terjadi di San Fernando ...	95
4.19	Grafik Respon Spektrum Jakarta Pusat kelas situs D .....	96
4.20	Komparasi antara respon spektrum gempa besar dan respon spektrum Jakarta Pusat arah X .....	97
4.21	Komparasi antara respon spektrum gempa besar dan respon spektrum Jakarta Pusat arah Y .....	97
4.22	Range period Respon Spektrum Jakarta .....	98
4.23	Respon Spektrum arah X yang telah diskalakan .....	99
4.24	Respon Spektrum arah Y yang telah diskalakan .....	99
4.25	Ground Motion San Fernando arah X sebelum diskalakan dan setelah diskalakan.....	100
4.26	Ground Motion San Fernando arah Y sebelum diskalakan dan setelah diskalakan.....	100
4.27	Ground Motion San Fernando arah X dengan interval 0.5 detik.....	101
4.28	Ground Motion San Fernando arah Y dengan interval 0.5 detik.....	101
4.29	Ground Motion setelah diformat dalam bentuk notepad .....	102
4.30	Input data ground motion arah X .....	102
4.31	Input data ground motion arah Y .....	103
4.32	Input beban ramp function .....	103
4.33	Input load case pada Ramp Function .....	104
4.34	Input Beban Time History .....	105
4.35	Grafik momen kurvatur pada jenis kolom 80/80.....	105
4.36	Memasukkan data momen kurvatur pada jenis kolom 80/80.....	106
4.37	<i>Run time history analysis</i> .....	106
4.38	Kondisi Sendi Plastis struktur arah X pada saat detik ke-1,5 .....	107
4.39	Kondisi Sendi Plastis struktur arah X pada saat detik ke-1 .....	107
4.40	Defleksi maksimum yang terjadi pada arah X.....	109



4.41 Defleksi maksimum yang terjadi pada arah Y .....	109
4.42 Posisi Titik 3753 yang ditinjau.....	110
4.43 Grafik Displacement ( $\Delta$ ) vs H arah X joint 13095 pada saat kondisi maksimum .....	110
4.44 Grafik Displacement ( $\Delta$ ) vs H arah Y joint 13095 pada saat kondisi maksimum .....	111
4.45 Grafik Driftt vs H arah Y joint 13095 pada saat kondisi maksimum .....	111
4.46 Grafik Driftt vs H arah X joint 13095 pada saat kondisi maksimum .....	112
4.47 Grafik displacement vs time joint 3735 arah X.....	113
4.48 Grafik volicity vs time joint 3735 arah X .....	113
4.49 Grafik acceleration vs time joint 3735 arah X .....	114
4.50 Grafik displacement vs time joint 3735 arah Y.....	115
4.51 Grafik volicity vs time joint 3735 arah Y .....	115
4.52 Grafik acceleration vs time joint 3735 arah Y .....	116

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

## DAFTAR TABEL

2.1 Batasan <i>Drift</i> Tingkat Kinerja Struktur.....	9
4.1 Batasan Tingkat Kinerja <i>Life Safety</i> pada Rangka.....	27
4.2 Perencanaan Dimensi Balok .....	29
4.3 Penentuan Tipe Pelat.....	31
4.4 Penentuan Tebal Pelat Lantai Satu Arah.....	31
4.5 Penentuan Tebal Pelat Atap Satu Arah.....	31
4.6 Penentuan $\alpha$ m Pelat Lantai 2 Arah .....	35
4.7 Penentuan tinggi Pelat lantai 2 arah.....	35
4.8 Penentuan $\alpha$ m PelatAtap 2 Arah .....	38
4.9 Penentuan tinggi Pelat Atap 2 arah .....	39
4.10 Beban Mati Yang Dipikul Kolom Lantai 27.....	40
4.11 Beban Hidup Yang Dipikul Kolom Lantai 27 .....	40
4.12 Besar Beban Kolom dan Dinding Lantai 27 .....	41
4.13 Luas Permukaan Kolom Setiap Lantai .....	41
4.14 Input Perhitungan Masa .....	42
4.15 Masa Pada Setiap Level Struktur .....	43
4.16 Tabel Perhitungan Motmi Wall .....	43
4.17 <i>Wall Yield Displacement</i> Pada Tiap Level.....	44
4.18 Hasil Perhitungan $\Delta D_i$ .....	45
4.19 Perhitungan Rencana Perpindahan SDOF, Tinggi Efektif, dan Masa Efektif.....	46
4.20 Perhitungan Panjang dan Tinggi Rata-Rata Balok .....	47
4.21 Perhitungan Gaya Geser Gempa Tiap Lantai .....	49
4.22 Perhitungan Penulangan Pelat lantai arah X.....	54
4.23 Perhitungan Penulangan Pelat lantai arah Y .....	54
4.24 Perhitungan Penulangan Pelat Atap arah X.....	57
4.25 Perhitungan Penulangan Pelat Atap arah Y .....	57
4.26 Momen Pada Balok.....	70
4.27 Jumlah Tulangan Lentur Pada Balok.....	72
4.28 Perhitungan Momen Probable .....	73
4.29 Pemasangan Tulangan Geser .....	76
4.30 Gaya yang Terjadi Pada Kolom Lantai Dasar .....	78

4.31 Tipe HBK.....	87
4.32 HBK Tipe Kolom F 800x800.....	87
4.33 Tulangan Pada HBK .....	88
4.34 Ground Motion yang digunakan untuk perhitungan analisa nonlinear time history.....	95
4.35 Scale Factor dari Respon Spektrum gempa.....	98
4.36 Defleksi maksimum yang terjadi .....	108

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Seiring pertumbuhan ekonomi kota Jakarta yang semakin pesat dan semakin tingginya semangat *entrepreneurship*, kebutuhan akan tempat usaha atau *office space* turut meningkat sejalan dengan tuntutan profesionalisme dan persaingan antar pelaku usaha. Khususnya di skala kecil menengah, fenomena SOHO (*Small Office / Home Office*) dewasa ini telah berkembang menjadi pilihan populer sebagai segmen awal perkembangan perjalanan karir para pengusaha muda masa kini. Salah satu proyek konstruksi yang bergerak memenuhi kebutuhan akan perkantoran ini adalah *Komplek Niffaro*.

Niffaro adalah sebuah komplek terintegrasi yang memiliki lahan 2,8 hektar dengan konsep 70% area hijau untuk memberi kenyamanan hidup para penghuni. Terdiri dari apartemen, perkantoran, hotel, *ball room* dan *commercial area* seperti pada Gambar 1.1. Komplek niffaro terletak hanya 5km dari semanggi *junction*, diapit oleh tol dalam kota (Pancoran) dan tol lingkaran luar (TB Simatupang). Komplek ini dikelilingi oleh sekolah, universitas, rumah sakit, *supermarket*, dan juga *mall*. Proyek pemerintah seperti jalan tol, koridor *bus way* dan pelebaran jalan hingga 18 meter akan dilakukan, hal tersebut nantinya memudahkan akses menuju Niffaro. Dalam tugas akhir ini focus perencanaan dilakukan pada gedung *I.T.S Office Tower*.

*I.T.S Office Tower* terdiri dari 27 lantai dengan fasilitas lift, ATM *centre*, *foodcourt area*, dan terdapat 2 *basement*. Ketinggian setiap lantainya 3,5 meter dan 6 meter untuk lantai dasar.

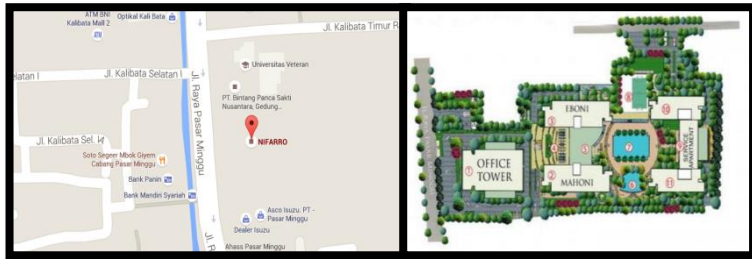
Studi mengenai dampak dari terjadinya gempa bumi terhadap suatu struktur telah lama dipelajari. Dari hasil studi tersebut telah banyak dikembangkan metode dalam merencanakan suatu struktur. Setelah melihat data dari gempa terbesar yang tercatat dalam sejarah, pihak yang berwenang telah

membuat suatu peraturan dalam merencanakan suatu struktur untuk mengantisipasi aktifitas gempa yang kuat. Banyak dari peraturan-peraturan yang sekarang berlaku memakai *force* (gaya) sebagai dasar dalam merencanakan, metode seperti itu disebut “*Force Based Design*”.

Walaupun metode *force based design* telah terbukti mampu dalam menanggulangi beban gempa, namun ada metode lain yang terbukti memberikan dapat memberikan hasil yang efisien dan ekonomis dalam perencanaan. Metode tersebut adalah “*Performance Based Design*”, yang terus dikembangkan dan menjadi metode “*Direct Displacement Based Design*”.

Walaupun tidak mengapa menggunakan metode konvensional *force based design* dan mengikuti peraturan dalam mendesain bangunan kita sekarang (SNI), namun mungkin ada sedikit kesalahan kecil jika menerapkan metode ini untuk beberapa struktur. Sebagai contoh kota Surabaya yang berada dalam zona gempa rendah, namun karena tanah yang berada di bawah struktur, berdasarkan peraturan SNI 1726-2012 struktur tersebut menjadi tipe struktur D. Tipe struktur D adalah sangat duktail. Struktur yang sangat duktail memerlukan biaya yang mahal, namun ketika merencanakan struktur tersebut dengan metode *direct displacement based design* keharusan struktur yang sangat duktail dapat dikesampingkan dan tetap dapat merencanakan struktur yang aman serta tetap memenuhi kriteria desain dari *plastic rotation*.

Tidak seperti *force based design*, *direct displacement based design* berfokus pada keadaan batas perpindahan. Banyak contoh dari kejadian seismik menunjukkan kerusakan struktural terjadi karena regangan perbagian yang mana menjadi perpindahan struktural itu sendiri (D’Aniello, 2007). *Direct displacement based design* menggunakan perpindahan sebagai *input* awal dalam merencanakan (Priestley, 2007), dengan begitu diharapkan struktural dapat aman bagi pengguna serta ekonomis. Tugas akhir ini merencanakan ulang I.T.S *Office Tower* dengan menggunakan metode *Direct Displacement Based Design*.



(a)

(b)

Gambar 1.1 Lokasi Komplek Niffaro (a), *Master Plan* Komplek Niffaro (b)

## 1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah dari perencanaan merencanakan ulang I.T.S *Office Tower* dengan menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* adalah

- Menentukan *target displacement design* dan batas *Drift* stuktur.
- Menentukan gaya geser dasar yang terjadi.
- Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan.
- Memeriksa *Drift* Struktur Saat dan setelah terjadi gempa.

## 1.3 Tujuan

Tujuan dari tugas akhir ini adalah merencanakan I.T.S *Office Tower* dengan menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* yang dapat memenuhi batas drift yang telah ditentukan.

## 1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah dari perencanaan merencanakan ulang I.T.S *Office Tower* dengan menggunakan metode *Direct Displacement Based Design* adalah

- Perencanaan gedung hanya ditinjau dari segi teknis saja.
- Analisa struktur menggunakan program bantu SAP2000
- Hanya merencanakan struktur bagian atas



## **BAB II**

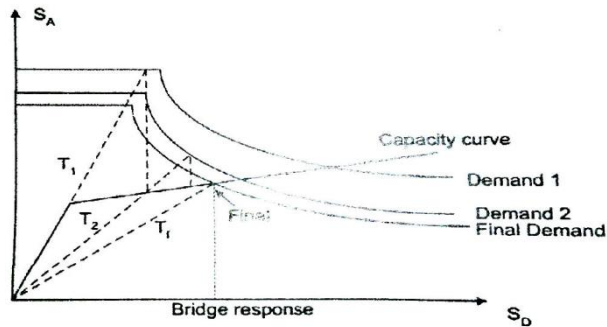
### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Awal Mula *Performance Based Design***

Sejak tahun 1984 isu mengenai kerusakan akibat seismik yang dialami bangunan telah mulai diperhatikan, sehingga mulai adanya pembuatan pedoman untuk merehabilitasi bangunan yang sudah lama berdiri agar tetap sesuai dengan peraturan yang berlaku (FEMA 273). Pada agustus 1991, *National Institute of Building Science* (NIBS) membuat kesepakatan dengan FEMA tentang program selama 7 tahun untuk membuat panduan mengenai rehabilitasi seismik untuk bangunan yang sudah berdiri. Dikarenakan perjanjian tersebut, *the Building Seismic Safety Council* (BSSC) menjadi *program managers*, sedangkan *the American Society of Civil Engineers* (ASCE) dan *the Applied Technology Council* (ATC) bertindak sebagai *subcontractors* (FEMA 273). Aksi yang diambil FEMA bekerjasama dengan ASCE dan ATC didorong dengan kebutuhan mendesak untuk segera menyelesaikan pendekatan desain baru menyusul serangkaian gempa di California (Hamburger dan Hooper, 2011).

Analisa rehabilitasi struktur terus dilakukan untuk melihat apakah bangunan tertentu memerlukan renovasi. Kerusakan struktural yang diakibatkan aktifitas gempa telah menjadi perhatian utama bagi banyak badan pemerintahan (*Washington State Department of Transportation analysis report, 2007* dan *Department of Transportation Research Division research report, 2009*). Analisa rehabilitasi struktural membawa hasil yang menunjukkan “*performance*” struktur yang sedang terjadi. Contoh hasil untuk dari *structural performance* dapat dilihat pada gambar 2.1.

Dengan melihat gambar 2.1 dapat diketahui performa dari struktur (ditandai dengan final pada gambar), performa pada struktur terjadi pada saat *capacity curve* memotong *demand curve*. Nilai dari performa ini menjadi limit dari struktur.



Gambar 2.1 Contoh Hasil Untuk *Structural Performance*.  
(Sumber: Utah Department of Transportation Research Division  
research report 2009)

## 2.2 Tingkat *Performance* Struktural dan Nonstruktural

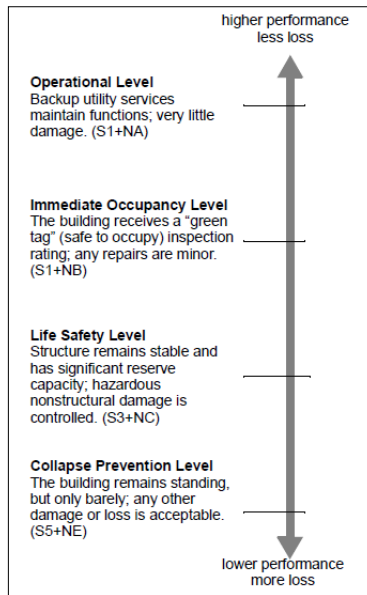
Tingkat *performance* dari suatu struktur diperoleh dari struktural dan non-struktural tingkat *performance*. Dinyatakan dalam panduan FEMA 273, terdapat tiga level dan dua *range* mengenai tingkat *performance* Struktural suatu bangunan, yaitu:

- S-1 : *Immediate Occupancy Performance Level*
- S-2 : *Damage Control Performance range*
- S-3 : *Life Safety Performance level*
- S-4 : *Limited Safety Performance Range*
- S-5 : *Collapse prevention Performance level*

Pada *performance* nonstruktural terdapat 4 level, yaitu:

- N-A : *Operational Performance Level*
- N-B : *Immediate Occupancy Performance Level*
- N-C : *Life Safety Performance level*
- N-D : *Hazard Reduced Performance Level*

Tingkatan Performa dan kerusakan yang dialami struktur dapat dilihat pada gambar 2.2



Gambar 2.2 Tingkatan Peforma dan Kerusakan yang Dialami Struktur (Sumber: FEMA 273).

Berikut adalah penjelasan masing-masing tingkatan yang ada:

- *S-1 Immediate Occupancy Performance Level*: Kerusakan yang diakibatkan oleh gempa sangat terbatas. Bangunan dapat sepenuhnya melawan gaya geser dasar vertikal maupun horizontal yang terjadi. Resiko yang mengancam keselamatan manusia dan kegagalan struktur yang mungkin terjadi pada bangunan yang didesain pada kondisi immediate occupancy harus sekecil mungkin. Struktur yang didesain pada kategori ini adalah struktur bangunan yang berfungsi sebagai sarana penyelamatan, struktur bangunan yang menyimpan barang berbahaya, atau struktur yang dapat mempengaruhi ekonomi nasional.

- *S-2 Damage Control Performance range*: Katagori ini sebenarnya bukan merupakan tingkatan yang spesifik, tetapi merupakan transisi diantara *immediate occupancy* dan *life safety*. Kategori desain ini dimaksudkan untuk membatasi kerusakan struktur sampai melampaui ketentuan-ketentuan yang dapat mengancam terjadinya korban jiwa, seperti yang ditetapkan pada tingkat *life safety*. Tetapi sistem struktur gempa yang disyaratkan pada tingkatan *immediate occupancy*. Struktur bangunan boleh rusak, namun tidak runtuh. Contohnya adalah perkuatan struktur untuk bangunan bersejarah dan bangunan yang menjadi tempat untuk barang-barang berharga.
- *S-3 Life Safety Performance level*: Komponen struktural boleh saja mengalami kerusakan, tetapi tidak diperkenankan terjadi keruntuhan yang dapat mengancam jiwa manusia (resiko korban jiwa sangat rendah) bangunan dapat berfungsi kembali setelah dilakukan perbaikan komponen struktural dan non-struktural pasca gempa terjadi. Contoh bangunan yang termasuk dalam kategori ini adalah gedung perkantoran, perumahan, gudang, dan lain-lain.
- *S-4 Limited Safety Performance Range*: Katagori ini sebenarnya bukan merupakan tingkatan yang spesifik, tetapi merupakan transisi diantara *life safety* dan *collapse prevention*. Struktur lebih baik dari *collapse prevention* dan lebih rendah dari tingkatan *life safety*, tanpa mempertimbangkan aspek ekonomis dalam melakukan perbaikan pasca gempa terjadi.
- *S-5 Collapse prevention Performance Level*: Dalam kategori desain ini, struktur bangunan pasca gempa terjadi adalah diambang keruntuhan total maupun parsial. Komponen struktur penahan beban gravitasi masih bekerja meskipun keseluruhan kestabilan struktur sudah diambang keruntuhan. Kejatuhan material-material

komponen bangunan mungkin saja terjadi pasca struktur dilanda gempa.

Batasan-batasan setiap tingkatan kinerja struktural pada bangunan geser dapat dilihat pada tabel 2.1 dan tabel 2.2

Tabel 2.1 Batasan *Drift* Tingkat Kinerja Struktur

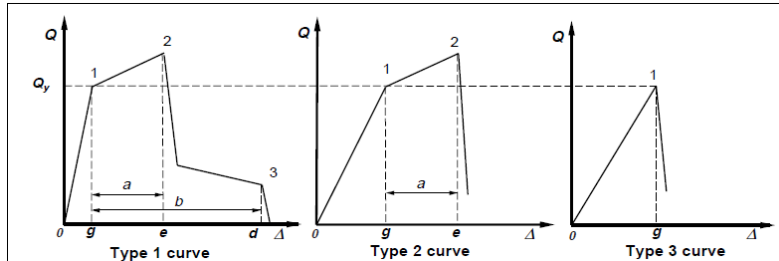
Performance Level				
Interstory Drift Limit	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum Total Drift	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33 $V_i/P_i$
Maximum Inelastic Drift	0.005	0.005-0.015	No Limit	No Limit

### 2.3 Permodelan Kinerja Elemen

Pada gambar 2.3 dapat dilihat tiga tipe kurva yang dihasilkan oleh analisa yang dilakukan terhadap perilaku komponen yang bisa dimodelkan pada struktur. kurva tipe 1 menunjukkan perilaku daktail. Titik 0 ke 1 menunjukkan bagian elastis, lalu dilanjutkan dengan bagian plastis (1 ke 3), yang mungkin termasuk bagian *hardening* atau *softening* (1 ke 2), dan berakhir dengan bagian penurunan kekuatan (2 ke 3) dimana kekuatan sisa yang mampu ditahan kurang dari kekuatan puncak (titik 2), tetapi tetap berpengaruh karena besarnya. Kriteria pemakaian tipe perilaku elemen ini untuk bagian-bagian primer berada pada rentan elastis atau plastis yaitu titik 1 dan 2 sedangkan untuk bagian-bagian sekunder bisa berada pada bagian mana saja.

Curva tipe 2 menunjukkan sifat dari elemen yang mempunyai sifat semi-daktail, tidak seperti pada tipe 1, keseluruhan kekuatan akan hilang dengan cepat setelah melalui titik 2. penerapan dari tipe perilaku ini untuk bagian-bagian primer berada dalam rentan elastis atau plastis yaitu titik 1 dan 2 begitu pula dengan bagian-bagian sekunder.

Curva tipe 3 menunjukkan sifat dari elemen yang mempunyai sifat rapuh atau tidak daktail. Ini ditunjukkan setelah rentan elastis (0 ke 1) elemen mengalami kehilangan kekuatan total dan terjadi secara cepat. Penerapan dari tipe perilaku ini untuk bagian-bagian primer berada dalam rentan elastis yaitu titik 1 begitu pula dengan bagian-bagian sekunder.



Gambar 2.3 Kurva Prilaku Umum Elemen (Sumber: FEMA 273)

Ketiga kurva diatas menunjukkan tipe-tipe perilaku yang mungkin terjadi pada komponen dari struktur. Komponen dengan sifat kurva tipe 1 lebih disukai dibandingkan dua tipe kurva lainnya dikarenakan memiliki kekuatan sisa (*Residual Force*) sedangkan dua tipe kurva yang lain mengalami penurunan kekuatan yang cepat.

Berdasarkan hasil dari analisa tersebut, kesimpulannya dapat menggambarkan tentang bagaimana keadaan struktur saat ini dan harus bagaimana jika rehabilitasi diperlukan. Dengan berpegang pada pedoman FEMA, ASCE memutuskan untuk membuat peraturan desain mereka sendiri. ASCE 41-06 adalah peraturan desain yang mempunyai spesialisasi pada prosedur rehabilitasi. Tetapi banyak pihak yang percaya bahwa ASCE 41-06 memberikan hasil desain yang terlalu mahal dibandingkan dengan menggunakan pendekatan lain (Naeim, 2012).

*Performance based design* menjadi pendekatan desain yang dirasa lebih baik dan menjadi riset dengan menggunakan “*Performance*” output sebagai input awal perencanaan struktur (Hamburger dan Hooper, 2011). Oleh sebab itu, banyak pihak mencoba menjadikan metode *performance based design* sebagai

peraturan dalam merencanakan perbaikan bangunan lama ataupun merencanakan bangunan baru.

## **2.4 Perkembangan *Performance Based Design***

Telah banyak riset dan pengembangan yang dilakukan terhadap metode *performance based*. Pertama kali adalah Gulkan dan Sozen, 1974 yang memperkenalkan prosedur *deformation based* untuk sistem rangka beton bertulang dengan berasumsi struktur *single degree of freedom*. Pada tahun 1977, Sozen bersama-sama dengan Shibata mengembangkan risetnya terdahulu menjadi *multi degree of freedom*.

Pengembangan terbaru dari *performance based design* dilakukan oleh Priestley, Kowalsky, Park dan Pauley. Priestley pertama kali mengembangkan konsep *direct displacement based design* pada tahun 1993 dimana kekakuan awal, kekuatan struktur dan periode adalah hasil akhir dari desain (Harris, 2006). Sampai sekarang selain mereka juga ada yang mengembangkan metode ini.

*Direct Displacement Based Design* (DDBD) pertama kali di produksi pada tahun 1995 untuk struktur jembatan dermaga beton *single degree of freedom* dan diikuti dengan *multi* rentang jembatan beton dikembangkan oleh beberapa periset termasuk Priestley, Kingsley and Calvi. Baru setelah itu DDBD di aplikasikan untuk bangunan gedung dari rangka beton (Harris, 2006).

## **2.5 *Direct Displacement Based Design***

Pertama kali dikebangkan oleh Priestley pada tahun 1993, *Direct Displacement Based Design* adalah metode *performance based design* yang saat ini diterima untuk perencanaan gempa. Dalam *paper*nya, dimana Priestley mengidentifikasi masalah mengenai permasalahan desain yang ada sekarang dengan realita yang terjadi, Priestley lebih merekomendasikan *displacement* sebagai kriteria dasar dalam mendesain dibandingkan dengan percepatan *spectra* (Priestley, 1993).

Sejak saat itu DDBD telah diimplementasikan dalam banyak material dan tipe struktur. Sebagai contoh penerapan DDBD pada bangunan dengan sistem beton bertulang (Malekpour & Dashti, 2013), DDBD pada sistem bangunan kayu bertingkat (Pang & Rosowsky, 2010) dan juga bangunan rangka baja tidak teralalu tinggi (Harris, 2006).

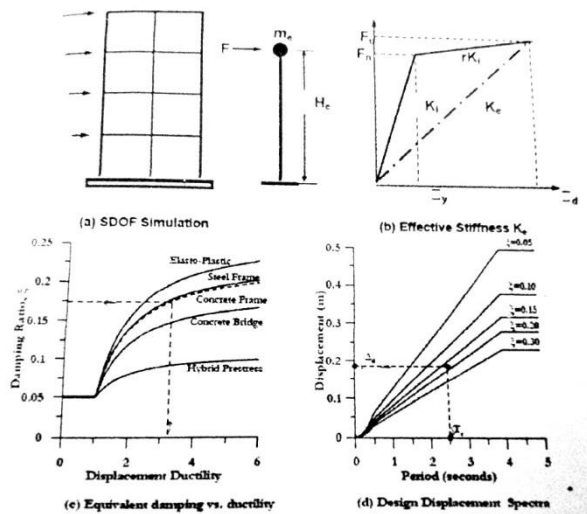
Riset yang dilakukan oleh Malekpour dan Dashti bertujuan untuk menginvestigasi pendekatan DDBD pada berbagai tipe struktur balok bertulang termasuk sistem rangka pemikul momen, dual system dan *dual steel braced system*. Mereka menyimpulkan bahwa metode DDBD bias dianggap sebagai alternatif yang sesuai untuk metode saat ini yaitu *force based design*, dinyatakan bahwa dengan menggunakan DDBD maksimum simpangan antar lantai yang terjadi dapat dikatakan memuaskan dan metodologinya dapat digunakan untuk merencanakan struktur dengan perilaku sisa yang lebih terkontrol.

Pada tahun 2010 Pang dan Rosowsky memulai riset dengan menggunakan DDBD untuk bangunan kayu bertingkat yang dibangun di Amerika Serikat dan nilai dari kerusakan didapat dari kerusakan gempa. Simpangan antar lantai yang terjadi kembali menunjukkan hasil yang sesuai. Ini menyatakan simpangan antar lantai adalah parameter desain yang paling relevan untuk digunakan pada bangunan kayu dikarenakan fakta bahwa simpangan sudah menjadi kunci dalam memprediksi kerusakan pada struktur kayu. Informasi mengenai distribusi simpangan antar lantai yang terungkap selama proses DDBD memungkinkan perancang untuk memaksimalkan target simpangan struktur.

Dasar dalam memproses *direct displacement based design* adalah sebagai berikut. Pada gambar 2.4 dapat dilihat metode DDBD, pertama-tama kita memodelkan struktur menjadi SDOF-model dimana struktur yang asli akan ekuivalen dengan SDOF-model. Pada SDOF-model ini ada redaman ekuivalen, masa efektif, tinggi efektif (gambar 2.4(a)) dan juga kekakuan efektif pada perpindahan maksimum (gambar 2.4(b)).



Daktilitas yang di rencanakan merupakan asumsi dan pilihan perencana berdasarkan nilai rencana simpangan maksimum dan redaman leleh struktur sebenarnya, dan dengan menggunakan *damping diagram* (gambar 2.4(c)), redaman rencana dapat di tentukan. Periode desain lalu ditentukan dengan menggunakan diagram dalam gambar 2.4(d) dengan nilai dari rencana perpindahan dan redaman ekivalen (Priestley, 2007)



Gambar 2.4 SDOF pada DDBD

(Sumber: Calvi, Priestley & Kowalsky, 2008)

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

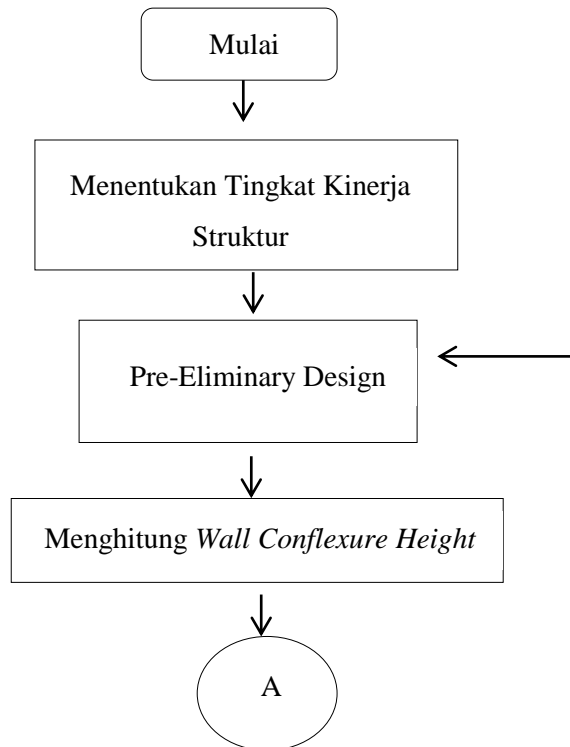
## BAB III METODOLOGI

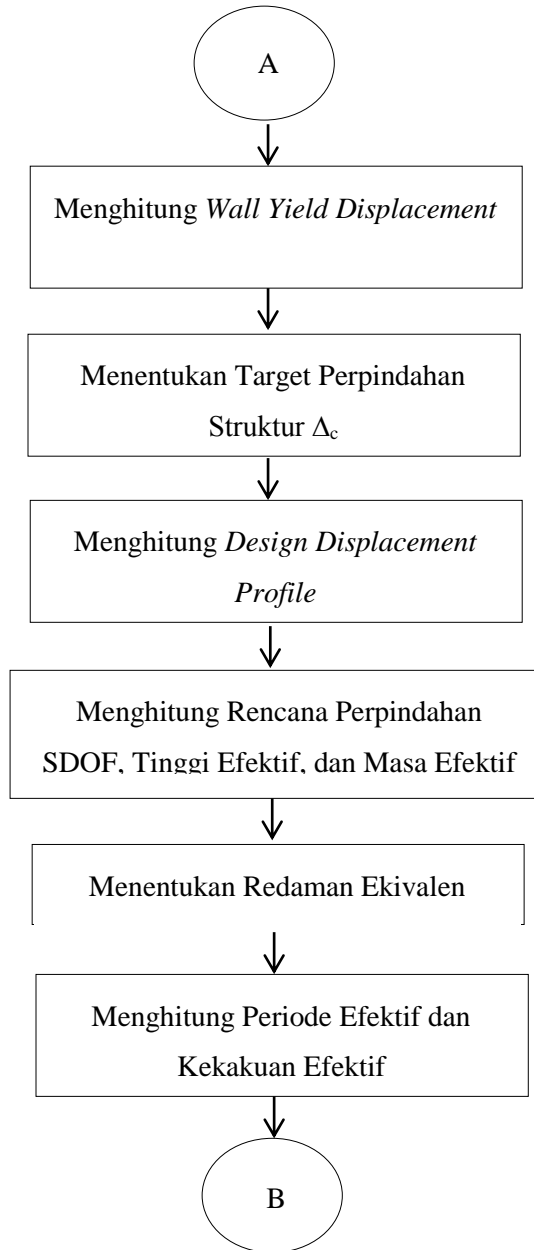
### 3.1 Umum

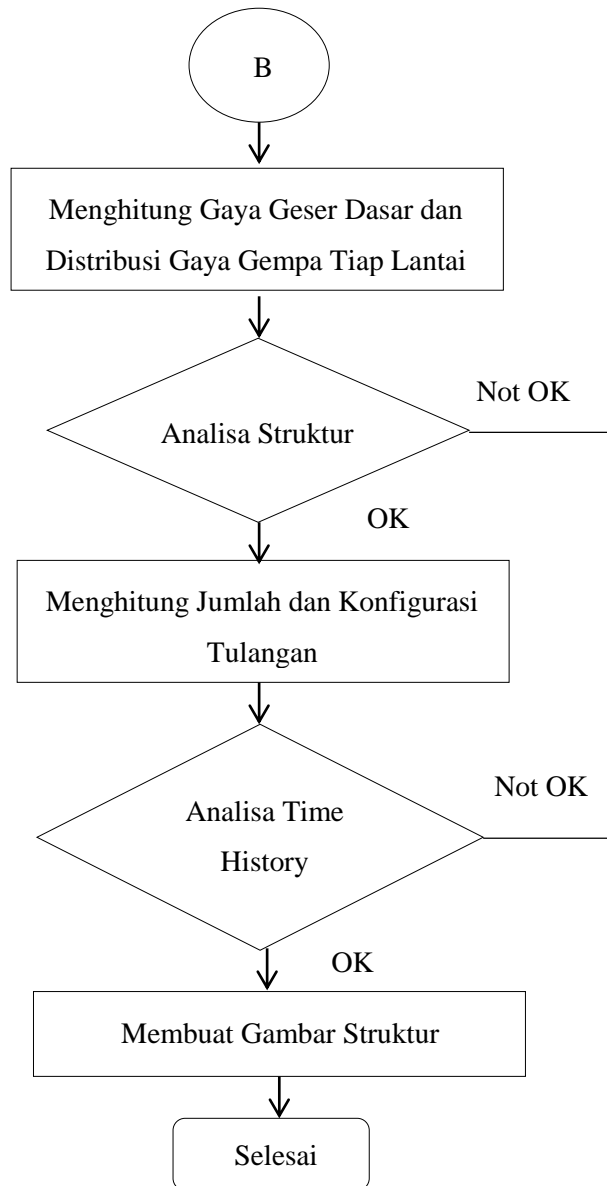
Pada bab metodologi ini akan bahas mengenai langkah-langkah pelaksanaan pada perencanaan modifikasi struktur gedung I.T.S *Office Tower*. Urutan pelaksanaan dimulai dari pengumpulan referensi dan pedoman pelaksanaan hingga hasil akhir dari analisa struktur berupa gambar struktur.

### 3.2 Bagan Alir

Berikut adalah bagan alir pada perencanaan modifikasi struktur gedung I.T.S *Office Tower*.







### 3.3 Pengumpulan Data

Data bangunan yang akan digunakan dalam perencanaan modifikasi ini yaitu:

Tipe bangunan	: Perkantoran
Lokasi	: Jakarta
Ketinggian lantai dasar	: 6 m
Ketinggian lantai 2-27	: 3,5 m
Tinggi total bangunan	: 97 m
Mutu beton kolom	: 40 Mpa
Mutu beton balok dan pelat	: 30 Mpa
Mutu baja tulangan	: 400 Mpa

### 3.4 Menentukan Tingkat Kinerja Struktur

Menentukan kinerja struktur yang diharapkan. Macam-macam tingkat kinerja struktur dapat dilihat dari tinjauan pustaka pada bab II.

### 3.5 *Pre-Eliminary Design*

Preliminary design dilakukan dengan memperkirakan dimensi awal struktur sesuai dengan ketentuan SNI 03-2847-2013

- *Pre-eleminary* balok Penentuan tinggi balok minimum ( $h_{min}$ ) dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)) . Tebal minimum balok non prategang atau pelat satu arah bila lendutan tidak dihitung)

$$h_{min} = L/16$$

Dimana :

L = panjang balok (cm)

H = tinggi balok (cm)

b = lebar balok (cm)

Untuk  $f_y$  selain 420 MPa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0,4 + f_y/700)$ .

- *Pre-eleminary* pelat menggunakan perhitungan yang dibagi dalam dua jenis yaitu :
  - Pelat satu arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya lebih dari atau sama dengan 2. Pada pelat satu

arah, pembebanan yang diterima akan diteruskan pada balok-balok (pemikul bagian yang lebih panjang) dan hanya sebagian kecil saja yang akan diteruskan pada gelagar pemikul bagian yang lebih pendek. Perhitungan jenis ini sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.2.1 (tabel 9.5(a))

- Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut. Perhitungan jenis ini sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.3.3

Pemodelan struktur yang digunakan adalah *Dual system*, dimana pelat difokuskan hanya menerima beban gravitasi. Tumpuan pada sisi pelat diasumsikan sebagai perletakan jepit elastis.

- *Pre-eleminary* Kolom. Menurut SNI 03-2847-2013 Ps. 8.10.1. Kolom harus dirancang untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor dari semua lantai atau atap.

$$A = \frac{W}{\phi \times F'_c}$$

Dimana :

A = Luas kolom

W = Total Beban yang dipikul kolom tersebut

F'<sub>c</sub> = Mutu beton

Ø = Faktor reduksi (SNI 03-2847-2013 Ps. 9.3.2)

### 3.6 Pembebanan

Penggunaan beban yang ada mengikuti peraturan yang ada di PPIUG 1983 dan kombinasi pembebanan menggunakan SNI 03-2847-2013 pasal 11.2, antara lain:

#### 1. Beban Mati

Beban mati terdiri dari berat struktur sendiri, dinding, pelat, serta berat finishing arsitektur (PPIUG 1983).

#### 2. Beban Hidup

Beban hidup untuk perkantoran adalah 250 kg/m<sup>2</sup> dan 100 kg/m<sup>2</sup> untuk beban pekerja (atap).

### 3. Beban Gempa

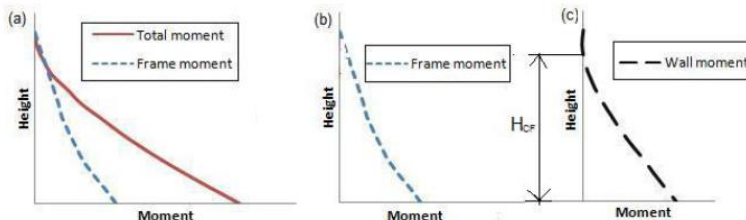
Beban gempa yang digunakan adalah hasil perhitungan *performance based design* yang disesuaikan dengan beban gempa *output response spectrum* pada daerah terkait.

### 4. Kombinasi

Beban-beban yang dibebankan kepada struktur tersebut dibebankan kepada komponen struktur menggunakan kombinasi beban berdasarkan SNI 03-2847-2013 sehingga struktur memenuhi syarat keamanan.

## 3.7 Wall Contraflexure Height

*Wall contraflexure height* adalah tinggi suatu titik pada dinding geser dimana dinding geser mengalami *drift* terbesar. Momen adalah hasil dari proses *differential* dari drift, yang berarti apabila momen yang terjadi pada suatu titik di dinding geser sama dengan 0 disitulah terjadi *drift* terbesar. Penjelasan grafis mengenai wall contraflexure height dijelaskan pada gambar 3.1



Gambar 3.1 Pembagian Momen Pada Sistem Struktur *Dual System*

Satuan momen yang terjadi pada ketinggian-ketinggian dinding geser dapat ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_{w,i} = M_{i+1} + V_{i+1} (H_{i+1} + H_i)$$

Dimana:

$M_{w,i}$  = Satuan momen yang terjadi pada ketinggian level  $i$

$M_{w,i+1}$  = Satuan momen yang terjadi pada ketinggian level  $i+1$

$V_{w,i+1}$  = Satuan gaya geser yang terjadi pada ketinggian level  $i+1$



$H_{i+1}$  = Tinggi pada level  $i+1$

$H_i$  = Tinggi pada level  $i$

Pembagian pemikulan gaya geser sudah dilakukan di awal sehingga untuk mencari satuan gaya geser yang terjadi pada ketinggian level  $i$  dapat menggunakan persamaan:

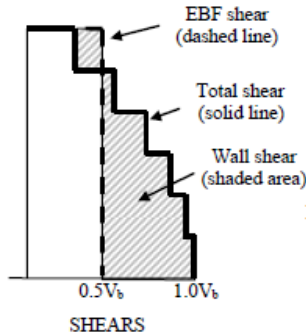
$$V_{Wi} = V_{Total,i} - V_{Frame,i}$$

Dimana:

$V_{Total,i}$  = Total satuan gaya geser yang terjadi pada ketinggian level  $i$

$V_{Frame,i}$  = Satuan gaya geser pada frame yang terjadi pada ketinggian level  $i$

Atau dapat dilihat pada gambar 3.2



Gambar 3.2 Distrubiusi Gaya Geser Yang Terjadi Pada Dinding Geser dan Rangka.

### 3.8 Wall Yield Displacement

Untuk mencari *wall yield displacement* bisa menggunakan persamaan:

$$\text{For } H_i < H_{cf}, \quad \Delta y_i = \phi y \left( \frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{cf}} \right)$$

$$\text{For } H_i > H_{cf}, \quad \Delta y_i = \phi y \left( \frac{H_{cf}H_i}{2} - \frac{H_{cf}^2}{6} \right)$$

Desain perpindahan dibatasi oleh regangan material di sendi plastis dinding geser, atau dengan batasan drift. Dimana drift akan maksimum pada *contra flexure height*. Drift pada *contra flexure height* di dapatkan dengan persamaan:

$$\Theta_{CF} = \frac{\phi_{y,w} HCF}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{y,w}) L_p$$

$\phi_{y,w}$  adalah *yield curvatur* dinding geser dengan perumusan:

$$\phi_{y,w} = 1.4 \epsilon_y / L_w$$

Dimana:

$\epsilon_y$  = Regangan pada saat  $F_y$

$L_w$  = Panjang dinding geser

$\phi_{d,c}$  adalah *damage control curvatur* dengan perumusan:

$$\phi_{d,c} = \frac{0.072}{L_w}$$

$L_p$  adalah panjang sendi plastis dinding geser yang di dapatkan dengan persamaan:

$$L_p = K H_{cf} + 0.1 L_w + L_{sp}$$

$L_{sp}$  adalah panjang penetrasi regangan yang didapatkan dengan persamaan:

$$L_{sp} = 0,022 F_{ye} d_{bl} \text{ (Fye dalam Mpa)}$$

Dimana  $F_{ye}$  adalah kekuatan leleh efektif dan  $d_{bl}$  adalah diameter tulangan longitudinal.

Dan  $K$  adalah faktor panjang sendi plastis yang di dapat dengan perumusan

$$K = 0,2 \left( \frac{F_u}{F_y} - 1 \right)$$

### 3.9 Menghitung *Design Displacement Profile*

*Design displacement profile* pada sistem struktur *dual system* dapat di tentukan dengan menggunakan persamaan:

Jika *drift* ijin lebih kecildari pada *drift* HCF

$$\Delta D_i = \Delta y_i + (\theta_c - \phi_{y,w} H_{cf} / 2) H_i$$

Dimana,  $\theta_c$  adalah batasan drift sesuai dengan tingkat kinerja struktur design.

Jika *drift* ijin lebih besar dari pada *drift* HCF

$$\Delta D_i = \Delta y_i + (\phi_{d,c} - \phi_{y,w}) L_p H_i$$

### 3.10 Menghitung Rencana Perpindahan SDOF, Tinggi Efektif, dan Masa Efektif

Dengan mengetahui *design displacement profile* suatu struktur maka kita bisa menentukan beberapa sifat SDOF yang

setara dengan struktur. Rencana perpindahan SDOF dapat ditentukan dengan persamaan:

$$\Delta_D = \frac{\sum M_i \Delta D_i^2}{\sum M_i \Delta D_i}$$

Dimana,  $M_i$  adalah masa pada level ke  $i$ . Masa efektif dapat ditentukan dengan persamaan:

$$M_e = \frac{\sum M_i \Delta D_i}{\Delta_D}$$

Tinggi efektif dapat ditentukan dengan persamaan:

$$H_e = \frac{\sum M_i \Delta D_i H_i}{\sum M_i \Delta D_i}$$

### 3.11 Menghitung Redaman *Viscous* Ekvivalen

Karakteristik lain yang diperlukan untuk menentukan struktur pengganti (SDOF) adalah redaman *viscous* ekvivalen. Hal ini terkait dengan daktilitas struktur yang akan dijelaskan selanjutnya. Permintaan daktilitas perpindahan pada dinding geser dapat ditentukan dengan persamaan:

$$\mu_{\text{wall}} = \frac{\Delta_D}{\Delta H_{e,y,w}}$$

dimana  $\Delta H_{e,y,w}$  adalah perpindahan elastis dinding geser pada saat tinggi efektif. Permintaan daktilitas perpindahan rangka pada setiap lantai dapat ditentukan dengan persamaan:

$$\mu_{\text{frame},i} = \frac{\Delta_D}{\Delta Y_{\text{frame}}} = \frac{\Delta_D}{\theta_{y,\text{frame}}(0,6)H_n}$$

$$\theta_{y,\text{frame}} = \frac{0,5 \epsilon_y L_b}{H_b}$$

dimana  $L_b$  adalah panjang rata-rata balok pada lantai yang ditinjau sedangkan  $H_b$  adalah tinggi balok rata-rata pada lantai yang ditinjau. Hasil dari . Permintaan daktilitas perpindahan rangka pada setiap lantai dapat dirata-rata untuk mendapatkan. Permintaan daktilitas perpindahan rangka sehingga redaman *viscous* ekvivalen dapat ditentukan dengan persamaan:

$$\xi = \frac{\xi_w \text{ MOTM}_w + \xi_f \text{ MOTM}_f}{\text{MOTM}}$$

$$\xi_w = 0,05 + 0,444 \left( \frac{\mu_w - 1}{\mu_w \pi} \right)$$

$$\epsilon_f = 0,05 + 0,565 \left( \frac{\mu_f - 1}{\mu_f} \right)$$

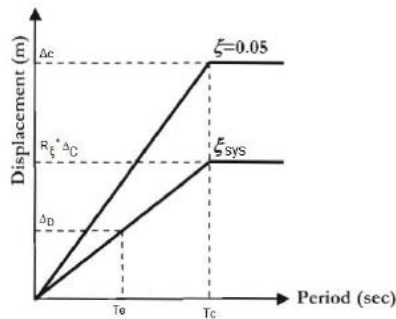
Dimana MOTM adalah momen satuan di dasar.

### 3.12 Menghitung Periode Efektif dan Kekakuan Efektif

Setelah semua karakteristik struktur pengganti yang diperlukan untuk prosedur DDBD diketahui, maka periode efektif dapat didapatkan dengan menggunakan spektrum perpindahan. Spektrum perpindahan berbeda untuk masing masing daerah. Untuk mengaplikasikan nilai redaman kedalam spektrum perpindahan elastis diperlukan  $R_\xi$ , yang dapat ditentukan dengan persamaan:

$$R_\xi = \left( \frac{0,1}{0,05 + \xi} \right)$$

Dengan mendapatkan  $R_\xi$ , periode efektif bisa didapatkan dengan memasukkannya ke spektrum perpindahan seperti pada gambar 3.3



Gambar 3.3 Spektrum Perpindahan (Sumber : Priestley)

Dengan didapatkannya periode efektif, maka kekakuan efektif dapat didapatkan dengan persamaan:

$$K_e = \frac{4\pi^2 M e}{T_e^2}$$

### 3.13 Menghitung Gaya Geser Dasar dan Distribusi Gaya Gempa Tiap Lantai

Gaya geser didapatkan dengan mengalikan kekakuan efektif dengan rencana perpindahan SDOF.

$$V_{base} = K_e \Delta D$$

Gaya geser tersebut kemudian didistribusikan pada masing masing lantai dengan persamaan sebagai berikut:

$$F_i = V_{base} \frac{M_i H_i^K}{\sum M_i H_i^K}$$

Dimana nilai K terkait nilai periode struktur, jika periode sebesar 0,5 atau kurang nilai K sebesar 1 dan bila periode sebesar 2,5 detik maka K sebesar 2. Jika nilai Periode diantara 0,5 dan 2,5 maka nilai K dapat dicari dengan menggunakan interpolasi.

### 3.14 Analisa Struktur

Analisa struktur utama menggunakan software SAP 2000 untuk mendapatkan reaksi dan gaya dalam yang terdapat pada rangka utama. menggunakan pembebanan gempa perlantai yang telah didapatkan. Terdapat juga control pembagian kekuatan antara dinding geser dan rangka.

### 3.15 Menghitung Jumlah dan Konfigurasi Tulangan

Setelah memperoleh analisa gaya dalam menggunakan SAP 2000 dilakukan kontrol desain. Selain itu juga dilakukan penulangan struktur utama sesuai dengan aturan yang ada di SNI 03-2847-2013.

Kontrol desain dilakukan untuk analisa struktur bangunan, harus memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan batas-batas yang terdapat di peraturan. Kontrol desain yang dilakukan berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kontrol lentur, momen nominal, beban layan (*servisability*) dan beban ultimate.

### 3.16 Time History

Desain yang telah dibuat harus dikontrol lagi secara non-linier untuk mengetahui apakah desain telah memenuhi kriteria desain yang telah ditentukan.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

## BAB VI PEMBAHASAN

### 4.1 Menentukan Tingkat Kinerja Struktur

Dengan macam-macam tingkat kinerja struktur seperti yang telah dijelaskan pada bab 2, pendesain memilih untuk menggunakan tingkat kinerja struktur *life safety*. Tabel 4.1 menunjukkan batasan tingkat kinerja *life safety*.

Tabel 4.1 Batasan Tingkat Kinerja *Life Safety* pada Rangka

Performance Level				
Interstory Drift Limit	Immediate Occupancy	Damage Control	Life Safety	Structural Stability
Maximum Total Drift	0.01	0.01-0.02	0.02	0.33 Vi/Pi
Maximum Inelastic Drift	0.005	0.005-0.015	No Limit	No Limit

### 4.2 Pre-Eliminary Design

Preliminary desain merupakan proses perencanaan awal yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi struktur gedung. Perencanaan awal dilakukan menurut peraturan yang ada. Preliminary desain yang dilakukan terhadap komponen struktur antara lain balok induk, balok anak, pelat, dan kolom. Sebelum melakukan preliminary baiknya dilakukan penentuan data beban yang akan diterima oleh struktur gedung.

#### 4.2.1 Pembebanan

Beban Gravitasi

- Beban Mati (PPIUG 1983)
  - Berat sendiri beton bertulang :  $2400 \text{ kg/m}^3$
  - Adukan finishing :  $21 \text{ kg/m}^2$
  - Tegel :  $15 \text{ kg/m}^2$
  - Dinding setengah bata :  $250 \text{ kg/m}^2$

- Plafond : 11 kg/m<sup>2</sup>
- Penggantung : 7 kg/m<sup>2</sup>
- Plumbing +ducting : 10 kg/m<sup>2</sup>
- Beban Hidup
  - Lantai atap : 100 kg/m<sup>3</sup>
  - Lantai : 250 kg/m<sup>3</sup>
  - Pelat tangga : 300 kg/m<sup>3</sup>
- Beban Angin
  - Beban Angin Dekat dari pantai : 40 kg/m<sup>3</sup>

Beban Gempa

Beban gempa akan dihitung pada sub bab berikutnya.

#### 4.2.2 Perencanaan Dimensi Balok

Penentuan tinggi balok minimum ( $h_{min}$ ) dihitung berdasarkan SNI 03-2847-2013 pada tabel 9.5(a) untuk balok untuk pelat tulangan satu arah dengan tertumpu sederhana adalah  $L/16$ . pada perencanaan ini tinggi balok induk yang digunakan mendekati  $L/12$  sedangkan untuk balok anak  $L/16$  untuk mendapatkan kekakuan yang cukup dan untuk  $f_y$  selain 420 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan  $(0.4 + f_y/700)$ . Berikut adalah contoh perhitungan perencanaan dimensi balok

- Balok induk dengan panjang 5500 mm
 
$$H = \frac{1}{12} L (0,4 + \frac{F_y}{700}) \dots\dots \text{SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a)}$$

$$H = \frac{1}{12} 5500 (0,4 + \frac{400}{700})$$

$$= 445,23 \rightarrow \text{digunakan } H = 450 \text{ mm}$$

$$B = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} 450 = 300 \rightarrow \text{digunakan } B = 300 \text{ mm}$$
- Balok anak dengan panjang 5000 mm
 
$$H = \frac{1}{16} L (0,4 + \frac{F_y}{700}) \dots\dots \text{SNI 03-2847-2013 tabel 9.5(a)}$$

$$H = \frac{1}{16} 5000 (0,4 + \frac{400}{700})$$

$$= 303,92 \rightarrow \text{digunakan } H = 350 \text{ mm}$$

$$B = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} 350 = 233,33 \rightarrow \text{digunakan } B = 250 \text{ mm}$$



Denah pembalokan ditunjukkan pada gambar 4.1 sedangkan perencanaan dimensi balok dapat dilihat pada tabel 4.2.

	A1	A1	A1	A1	A6	A6	A1	A1	A1	A1
A'2	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1
	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1
A'2	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1	A'2 B1
	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1	A1
A'3	B1 A'3	A'3 A1	A'4 A'3 A1	A1	A'5 B1	A'5 B1	A'3 A1	A'4 A1	A'3 A1	A'3 B1
	B1									B1
A'3	A1 A'3	A'3 A1	A'4 A'3 A1	A1	A1	A1	A'3 A1	A'4 A1	A'3 A1	A'3 A1
	B1	B1	B1	B1	B1	B1	B1	B1	B1	B1
A'2	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1
	B1	B1	B1	B1	B1	B1	B1	B1	B1	B1
A'2	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A6	A'2 A6	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1	A'2 A1

Gambar 4.1 Denah Pembalokan

Tabel 4.2 Perencanaan Dimensi Balok

Nama	Panjang (mm)	H min (mm)	H (mm)	2/3 H (mm)	B (mm)
A1	5000	404.7619048	450	300	300
A'2	5500	445.2380952	450	300	300
A'3	4000	323.8095238	350	233.33	250
A'4	4000	242.8571429	250	166.67	250
A'5	7400	599.047619	600	400	400
A6	2000	161.9047619	300	200	300
B1	5000	303.5714286	350	233.33	250

#### 4.2.3 Perencanaan Dimensi Pelat

Perhitungan dimensi pelat berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 9.5.3.3. untuk perhitungan di gunakan asumsi awal tebal pelat lantai adalah 120 mm dan pelat atap 100 mm. Pelat dibagi berdasarkan jumlah arah tulangan (satu arah dan dua arah) apabila

perbandingan panjang dan lebar lebih besar sama dengan 2 maka termasuk pelat satu arah dan sebaliknya. Berikut adalah contoh perhitungan tipe pelat.

- Pelat dengan dimensi 5000 x 3500

$$L_n = L - \left(\frac{B(A'2)}{2}\right) - \left(\frac{B(A'2)}{2}\right) = 5000 - \left(\frac{300}{2}\right) - \left(\frac{300}{2}\right) = 4700 \text{ mm}$$

$$S_n = S - \left(\frac{B(A1)}{2}\right) - \left(\frac{B(B1)}{2}\right) = 3500 - \left(\frac{300}{2}\right) - \left(\frac{250}{2}\right) = 3225 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{4700}{3225} = 1.457 < 2 \rightarrow \text{Pelat dua arah}$$

Denah pelat ditunjukkan pada gambar 4.2 sedangkan penentuan tipe pelat dapat dilihat pada tabel 4.3.

P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2
P3	P4	P5	P5	P4	P4	P4	P5	P5	P3
P3	P4	P5	P5	P4	P4	P4	P5	P5	P3
P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1
P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2	P2
P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1	P1

Gambar 4.2 Denah Pelat

Tabel 4.3 Penentuan Tipe Pelat

Nama	Panjang (mm)	Lebar (mm)	Ln (mm)	Sn (mm)	$\beta$ (mm)	Tipe Pelat (Arah)
P1	5000	3500	4700	3225	1.457364	2
P2	5000	2000	4700	1725	2.724638	1
P3	5000	2500	4750	2225	2.134831	1
P4	5000	4000	4750	3700	1.283784	2
P5	2500	4000	2250	3700	0.608108	2

#### 4.2.3.1 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Satu Arah

Perhitungan jenis ini sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)) dimana tebal minimum untuk pelat satu arah dengan kedua ujung tertumpu sederhana adalah  $L/20$ . Penentuan tebal pelat lantai satu arah dapat dilihat pada tabel 4.4.

Tabel 4.4 Penentuan Tebal Pelat Lantai Satu Arah

Nama	Panjang (mm)	H min (mm)	H (mm)
P2	5000	250	250
P3	5000	250	250

#### 4.2.3.2 Perencanaan Dimensi Pelat Atap Satu Arah

Perhitungan jenis ini sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.2.1 (tabel 9.5(a)) dimana tebal minimum untuk pelat satu arah dengan kedua ujung tertumpu sederhana adalah  $L/20$ . Penentuan tebal pelat atap satu arah dapat dilihat pada tabel 4.5

Tabel 4.5 Penentuan Tebal Pelat Atap Satu Arah

Nama	Panjang (mm)	H min (mm)	H (mm)
P2	5000	250	250
P3	5000	250	250

#### 4.2.3.3 Perencanaan Dimensi Pelat Lantai Dua Arah

Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut. Perhitungan jenis ini sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.3.3. Terlebih dahulu kita harus mengetahui harga  $\alpha_m$ . direncanakan ketinggian pelat lantai dua arah (hf) 120mm.

- $\alpha$  Pelat P1 balok 1 arah memanjang

$$I_{\text{pelat}} = L_n \left( \frac{hf^3}{12} \right) = 4700 \left( \frac{120^3}{12} \right) \\ = 720000000 \text{ mm}^4$$

$$Be\ 1 = \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} 4700 \\ = 1175 \text{ mm}$$

$$Be\ 2 = bw + 16 hf = 300 + 16 (120) = 2220 \text{ mm}$$

$$Be = \text{nilai terkecil dari } be1 \text{ dan } be2 = 1175 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)^3}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)} \\ = 1,7611$$

$$I_{\text{balok 1}} = K \left( \frac{1}{12} \right) bw hf^3 = 1,7611 \left( \frac{1}{12} \right) 300 450^3 \\ = 4012101563 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{balok 1}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{4012101563}{720000000} = 5,57$$

- $\alpha$  Pelat P1 balok 2 arah memanjang

$$I_{\text{pelat}} = L_n \left( \frac{hf^3}{12} \right) = 4700 \left( \frac{120^3}{12} \right) \\ = 720000000 \text{ mm}^4$$

$$Be\ 1 = \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} 4700 \\ = 1175 \text{ mm}$$

$$Be\ 2 = bw + 16 hf = 250 + 16 (120) = 2170 \text{ mm}$$

$$Be = \text{nilai terkecil dari } be1 \text{ dan } be2 = 1175 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)^3}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)} \\ = 1,873$$

$$I_{\text{balok 1}} = K \left( \frac{1}{12} \right) b w h f^3 = 1,873 \left( \frac{1}{12} \right) 250 \, 350^3$$

$$= 1673521421 \, \text{mm}^4$$

$$\alpha 1 = \frac{I_{\text{balok 1}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{1673521421}{720000000} = 2,32$$

- $\alpha$  Pelat P1 balok 3 arah melintang

$$I_{\text{pelat}} = S_n \left( \frac{h f^3}{12} \right) = 3225 \left( \frac{120^3}{12} \right)$$

$$= 504000000 \, \text{mm}^4$$

$$Be \, 1 = \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} 3225$$

$$= 806,25 \, \text{mm}$$

$$Be \, 2 = b w + 16 h f = 300 + 16 (120) = 2220 \, \text{mm}$$

$$Be = \text{nilai terkecil dari be1 dan be2} = 806,25 \, \text{mm}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{b e}{b w} - 1 \right) x \left( \frac{h f}{h w} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{h f}{h w} \right) + 4 \left( \frac{h f}{h w} \right)^2 + \left( \frac{b e}{b w} - 1 \right) x \left( \frac{h f}{h w} \right)^3}{1 + \left( \frac{b e}{b w} - 1 \right) x \left( \frac{h f}{h w} \right)}$$

$$= 1,532$$

$$I_{\text{balok 1}} = K \left( \frac{1}{12} \right) b w h f^3 = 1,532 \left( \frac{1}{12} \right) 300 \, 450^3$$

$$= 3491658621 \, \text{mm}^4$$

$$\alpha 3 = \frac{I_{\text{balok 1}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{3491658621}{504000000} = 6,93$$

- $\alpha$  Pelat P1 balok 4 arah melintang

$$I_{\text{pelat}} = S_n \left( \frac{h f^3}{12} \right) = 3225 \left( \frac{120^3}{12} \right)$$

$$= 504000000 \, \text{mm}^4$$

$$Be \, 1 = \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} 3225$$

$$= 806,25 \, \text{mm}$$

$$Be \, 2 = b w + 16 h f = 300 + 16 (120) = 2220 \, \text{mm}$$

$$Be = \text{nilai terkecil dari be1 dan be2} = 806,25 \, \text{mm}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{b e}{b w} - 1 \right) x \left( \frac{h f}{h w} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{h f}{h w} \right) + 4 \left( \frac{h f}{h w} \right)^2 + \left( \frac{b e}{b w} - 1 \right) x \left( \frac{h f}{h w} \right)^3}{1 + \left( \frac{b e}{b w} - 1 \right) x \left( \frac{h f}{h w} \right)}$$

$$= 1,532$$

$$I_{\text{balok 1}} = K \left( \frac{1}{12} \right) b w h f^3 = 1,532 \left( \frac{1}{12} \right) 300 \, 450^3$$

$$= 3491658621 \, \text{mm}^4$$

$$\alpha_4 = \frac{I_{\text{balok 1}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{3491658621}{504000000} = 6,93$$

$$\bullet \quad \alpha_m = \frac{\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4}{4} = 5,438$$

Penentuan  $\alpha_m$  pelat lantai 2 arah dapat dilihat pada tabel 4.6.

Untuk pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya, tebal minimumnya,  $h$ , harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

- Untuk  $\alpha_m$  yang sama atau lebih kecil dari 0,2, sebesar 125 mm bila tanpa panel drop, 100 mm bila dengan panel drop.
- Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0,  $h$  tidak boleh kurang dari 125 mm dan hasil dari:

$$h = \frac{Ln(0,8 + \frac{F_y}{1400})}{36 + 5\beta (\alpha_m - 0,2)}$$

- Untuk  $\alpha_m$  lebih besar dari 2,0, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{Ln(0,8 + \frac{F_y}{1400})}{36 + 9\beta}$$

Berikut adalah contoh perhitungan tinggi pada pelat lantai dua arah.

- $h$  Pelat P1

$$\alpha_m = 5,438 > 2$$

$$h_{\min} = \frac{Ln(0,8 + \frac{F_y}{1400})}{36 + 9\beta} = \frac{4700(0,8 + \frac{400}{1400})}{36 + 9(1,457)}$$

$$h_{\min} = 103,89 \text{ mm} \rightarrow 125 \text{ mm}$$

Hasil perhitungan tinggi pelat lantai 2 arah dapat dilihat pada tabel 4.7.

Tabel 4.6 Penentuan  $\alpha_m$  Pelat Lantai 2 Arah

Nama	I Pelat (mm <sup>4</sup> )	Balok Arah Memanjang											
		Balok 1						Balok 1					
		be 1	be 2	be	K	I Balok (mm <sup>4</sup> )	a1	be 1	be 2	be	K	I Balok (mm <sup>4</sup> )	a2
P1	720000000	1175	2220	1175	1.761142	4012101563	5.57	1175	2170	1175	1.873563	1673521421	2.324335307
P4	720000000	1187.5	2220	1187.5	1.767569	4026742547	5.59	1187.5	2220	1187.5	1.767569	4026742547	5.592697981
P5	576000000	562.5	2220	562.5	1.321818	1180686228	2.05	562.5	2220	562.5	1.321818	1180686228	2.049802479
Nama	I Pelat (mm <sup>4</sup> )	Balok Arah Melintang											
		Balok 1						Balok 1					
		be 1	be 2	be	K	I Balok (mm <sup>4</sup> )	a1	be 1	be 2	be	K	I Balok (mm <sup>4</sup> )	a2
P1	504000000	806.25	2220	806.25	1.53269	3491658621	6.93	806.25	2220	806.25	1.53269	3491658621	6.93
P4	576000000	925	2170	925	1.731586	1546703276	2.69	925	2170	925	1.731586	1546703276	2.69
P5	576000000	925	2170	925	1.731586	1546703276	2.69	925	2170	925	1.756488	563667375	0.98

Tabel 4.7 Penentuan tinggi Pelat lantai 2 arah

Nama	$\alpha_m$	h min (mm)	h (mm)
P1	5.4381217	103.8933983	125
P4	4.1389734	108.4480169	125
P5	1.9408607	59.15888453	125

#### 4.2.3.4 Perencanaan Dimensi Pelat Atap Dua Arah

Pelat dua arah, yaitu pelat yang rasio panjang dan lebarnya kurang dari 2, sehingga besar pembebanan yang diterima diteruskan pada keseluruhan pemikul di sekeliling panel pelat tersebut. Perhitungan jenis ini sesuai dengan SNI 03-2847-2013 Ps. 9.5.3.3. terlebih dahulu kita harus mengetahui harga  $\alpha_m$ . direncanakan ketinggian pelat lantai dua arah ( $h_f$ ) 100mm.

- $\alpha$  Pelat P1 balok 1 arah memanjang

$$I_{\text{pelat}} = L_n \left( \frac{hf^3}{12} \right) = 4700 \left( \frac{100^3}{12} \right) \\ = 416666667 \text{ mm}^4$$

$$Be\ 1 = \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} 4700 \\ = 1175 \text{ mm}$$

$$Be\ 2 = bw + 16 hf = 300 + 16 (100) = 1900 \text{ mm}$$

$$Be = \text{nilai terkecil dari } be1 \text{ dan } be2 = 1175 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)^3}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)} \\ = 1,745699$$

$$I_{\text{balok 1}} = K \left( \frac{1}{12} \right) bw hf^3 = 1,745699 \left( \frac{1}{12} \right) 300 450^3 \\ = 3976919476 \text{ mm}^4$$

$$\alpha_1 = \frac{I_{\text{balok 1}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{3976919476}{416666667} = 9,54$$

- $\alpha$  Pelat P1 balok 2 arah memanjang

$$I_{\text{pelat}} = L_n \left( \frac{hf^3}{12} \right) = 4700 \left( \frac{100^3}{12} \right) \\ = 416666667 \text{ mm}^4$$

$$Be\ 1 = \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} 4700 \\ = 1175 \text{ mm}$$

$$Be\ 2 = bw + 16 hf = 250 + 16 (100) = 1850 \text{ mm}$$

$$Be = \text{nilai terkecil dari } be1 \text{ dan } be2 = 1175 \text{ mm}$$

$$K = \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)^3}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)} \\ = 1,872$$

$$I_{\text{balok 1}} = K \left( \frac{1}{12} \right) bw hf^3 = 1,872 \left( \frac{1}{12} \right) 250 350^3$$



$$\begin{aligned}
&= 1672894965 \text{ mm}^4 \\
\alpha 1 &= \frac{I_{\text{balok 1}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{1672894965}{416666667} = 4,014 \\
\bullet \quad \alpha \text{ Pelat P1 balok 3 arah melintang} \\
I_{\text{pelat}} &= S_n \left( \frac{hf^3}{12} \right) = 3225 \left( \frac{100^3}{12} \right) \\
&= 291666667 \text{ mm}^4 \\
Be \ 1 &= \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} 3225 \\
&= 806,25 \text{ mm} \\
Be \ 2 &= bw + 16 hf = 300 + 16 (100) = 1900 \text{ mm} \\
Be &= \text{nilai terkecil dari be1 dan be2} = 806,25 \text{ mm} \\
K &= \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)} \\
&= 1,513 \\
I_{\text{balok 1}} &= K \left( \frac{1}{12} \right) bw hf^3 = 1,513 \left( \frac{1}{12} \right) 300 450^3 \\
&= 3447869318 \text{ mm}^4 \\
\alpha 3 &= \frac{I_{\text{balok 1}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{3447869318}{291666667} = 11,8 \\
\bullet \quad \alpha \text{ Pelat P1 balok 4 arah melintang} \\
I_{\text{pelat}} &= S_n \left( \frac{hf^3}{12} \right) = 3225 \left( \frac{100^3}{12} \right) \\
&= 291666667 \text{ mm}^4 \\
Be \ 1 &= \frac{1}{4} L_n = \frac{1}{4} 3225 \\
&= 806,25 \text{ mm} \\
Be \ 2 &= bw + 16 hf = 300 + 16 (100) = 1900 \text{ mm} \\
Be &= \text{nilai terkecil dari be1 dan be2} = 806,25 \text{ mm} \\
K &= \frac{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right) x \left[ 4 - 6 \left( \frac{hf}{hw} \right) + 4 \left( \frac{hf}{hw} \right)^2 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)^3 \right]}{1 + \left( \frac{be}{bw} - 1 \right) x \left( \frac{hf}{hw} \right)} \\
&= 1,513 \\
I_{\text{balok 1}} &= K \left( \frac{1}{12} \right) bw hf^3 = 1,513 \left( \frac{1}{12} \right) 300 450^3 \\
&= 3447869318 \text{ mm}^4 \\
\alpha 4 &= \frac{I_{\text{balok 1}}}{I_{\text{pelat}}} = \frac{3447869318}{291666667} = 11,8 \\
\bullet \quad \alpha m &= \frac{\alpha 1 + \alpha 2 + \alpha 3 + \alpha 4}{4} = 9,3
\end{aligned}$$

Hasil perhitungan  $\alpha m$  dapat dilihat pada tabel 4.8.

Tabel 4.8 Penentuan  $\alpha m$  Pelat Atap 2 Arah

Nama	I Pelat (mm <sup>4</sup> )	Balok Arah Memanjang											
		Balok 1						Balok 1					
		be 1	be 2	be	K	I Balok (mm <sup>4</sup> )	a1	be 1	be 2	be	K	I Balok (mm <sup>4</sup> )	a2
P1	416666667	1175	1900	1175	1.745699	3976919476	9.54	1175	1850	1175	1.872862	1672894965	4.014947917
P4	416666667	1187.5	1900	1187.5	1.752307	3991975093	9.58	1187.5	1900	1187.5	1.752307	3991975093	9.580740223
P5	333333333	562.5	1900	562.5	1.305037	1165697259	3.5	562.5	1900	562.5	1.305037	1165697259	3.497091777
Nama	I Pelat (mm <sup>4</sup> )	Balok Arah Melintang											
		Balok 1						Balok 1					
		be 1	be 2	be	K	I Balok (mm <sup>4</sup> )	a1	be 1	be 2	be	K	I Balok (mm <sup>4</sup> )	a2
P1	291666667	806.25	1900	806.25	1.513468	3447869318	11.8	806.25	1900	806.25	1.513468	3447869318	11.8
P4	333333333	925	1850	925	1.729531	1544867272	4.63	925	1850	925	1.729531	1544867272	4.63
P5	333333333	925	1850	925	1.729531	1544867272	4.63	925	1850	925	1.733569	562998277	1.69

Untuk pelat dengan balok yang membentang di antara tumpuan pada semua sisinya, tebal minimumnya,  $h$ , harus memenuhi ketentuan sebagai berikut:

- Untuk  $\alpha m$  yang sama atau lebih kecil dari 0,2, sebesar 125 mm bila tanpa panel drop, 100 mm bila dengan panel drop.
- Untuk  $\alpha m$  lebih besar dari 0,2 tapi tidak lebih dari 2,0,  $h$  tidak boleh kurang dari 125 mm dan hasil dari:

$$h = \frac{Ln(0,8 + \frac{Fy}{1400})}{36 + 5\beta (\alpha m - 0,2)}$$

- Untuk  $\alpha m$  lebih besar dari 2,0, ketebalan pelat minimum tidak boleh kurang dari:

$$h = \frac{Ln(0,8 + \frac{Fy}{1400})}{36 + 9\beta}$$

Berikut adalah contoh perhitungan tinggi pada pelat atap dua arah.

- h Pelat P1

$$\alpha m = 9,3 > 2$$

$$h_{\min} = \frac{Ln(0,8 + \frac{Fy}{1400})}{36 + 9\beta} = \frac{4700(0,8 + \frac{400}{1400})}{36 + 9(1,457)}$$

$$h_{\min} = 103,89 \text{ mm} \rightarrow 125 \text{ mm}$$

Pada tabel 4.9 ditunjukkan hasil perhitungan tinggi pelat lantai 2 arah.

Tabel 4.9 Penentuan tinggi Pelat Atap 2 arah

Nama	$\alpha m$	h min (mm)	h (mm)
P1	9.3005218	103.8933983	125
P4	7.107671	108.4480169	125
P5	3.329445	58.90238793	125

#### 4.2.4 Perencanaan Dimensi Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 Ps. 8.10.1 Kolom harus dirancang untuk menahan gaya aksial dari beban terfaktor dari semua lantai atau atap. Hasil perhitungan beban mati dan beban hidup lantai 27 dapat dilihat pada tabel 4.10 dan 4.11.

Tabel 4.10 Beban Mati Yang Dipikul Kolom Lantai 27

Beban Mati						
Nama	Berat Jenis (Kg/M3)	Jumlah Perlantai	h (m)	b (m)	l (m)	Berat (Kg)
Pelat P1	2400	40	0.125	3.5	5	210000
Pelat P2	2400	40	0.25	2	5	240000
Pelat P3	2400	4	0.25	2.5	5	30000
Pelat P4	2400	10	0.125	4	5	60000
Pelat P5	2400	8	0.125	4	2.5	24000
Balok A1	2400	66	0.45	0.3	5	106920
Balok A'2	2400	40	0.45	0.3	5.5	71280
Balok A'3	2400	16	0.35	0.25	4	13440
Balok A'4	2400	4	0.25	0.25	4	2400
Balok A6	2400	4	0.3	0.3	2	1728
Balok A'5	2400	2	0.6	0.4	7.4	8524.8
Balok B1	2400	1	0.35	0.25	5	1050
Nama	Berat Jenis (Kg/M2)		Luas		Berat (Kg)	
Adukan finishing	21		1622.17		34065.57	
Tegel	15		1622.17		24332.55	
Plafond	11		1622.17		17843.87	
Penggantung	7		1622.17		11355.19	
Plumbing	10		1622.17		16221.7	
Nama	Berat Jenis (Kg/M3)	L (m)	H (m)	B (m)		Berat (Kg)
Dinding	250	446	3.5	0.2		78050
Kolom	2400	3.5	0.4	0.4		1344
Kolom	2400	3.5	0.6	0.6		3024

Tabel 4.11 Beban Hidup Yang Dipikul Kolom Lantai 27

Beban Hidup	Berat (Kg/m2)	Luas m2	Berat (Kg)
Atap	100	1622.01	162201

$$\begin{aligned}
 \text{Total Beban Mati} &= 870143 \text{ Kg} \\
 \text{Total Beban Hidup} &= 162201 \text{ Kg} \\
 \text{Kombinasi pembebanan} &= 1,2 D + 1,6 L \\
 &= 1,2 (870143) + 1,6 (162201) \\
 &= 1303693,248 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

Beban tersebut dibagi sejumlah kolom pada lantai tersebut

$$\text{Beban satu kolom} = \frac{1303693,248}{74} = 17617,48 \text{ Kg} = 176174,8 \text{ N}$$

$$A_{\min} = \frac{W}{\phi \times F'c} = \frac{176174,8}{0,65 \times 40} = 6775,952 \text{ mm}^2$$

Direncanakan kolom ukuran 600x600

$$A = 360000 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Pada perhitungan kolom dibawahnya ditambahkan beban dinding dan kolom dan juga beban yang dipikul lantai diatasnya. Besar beban kolom dan dinding lantai 27 dapat dilihat pada tabel 4.12. Sehingga didapatkan luas permukaan minimal kolom untuk setiap lantai. Luas permukaan kolom setiap lantai dapat dilihat pada tabel 4.13.

Tabel 4.12 Besar Beban Kolom dan Dinding Lantai 27

Nama	Berat Jenis (Kg/M3)	L (m)	H (m)	B (m)	Berat (Kg)
Dinding	250	446	3.5	0.2	78050
Kolom	2400	3.5	0.3	0.3	756

Tabel 4.13 Luas Permukaan Kolom Setiap Lantai

Lantai	Total Beban	A min	A	Lantai	Total Beban	A min	A
27	12789230.8	6647.2093	160000	14	263859003.7	137140.85	360000
26	31486922.5	16365.344	160000	13	283101385.9	147142.09	360000
25	49265809.6	25605.93	160000	12	302343768	157143.33	360000
24	67044696.8	34846.516	160000	11	321586150.2	167144.57	360000
23	84823583.9	44087.102	160000	10	340828532.4	177145.81	360000
22	102602471	53327.688	160000	9	360070914.6	187147.05	360000
21	120381358	62568.273	160000	8	379313296.8	197148.28	360000
20	138160245	71808.859	160000	7	398555678.9	207149.52	360000
19	155939132	81049.445	160000	6	417798061.1	217150.76	640000
18	173718020	90290.031	160000	5	437040443.3	227152	640000
17	206131857	107137.14	360000	4	456282825.5	237153.24	640000
16	225374239	117138.38	360000	3	475525207.7	247154.47	640000
15	244616622	127139.62	360000	2	494767589.8	257155.71	640000
14	263859004	137140.85	360000	1	514009972	267156.95	640000

Sehingga didapatkan dimensi kolom untuk lantai :

1-6 = 800mm x 800mm

7-17 = 600mm x 600mm

18-27.1 = 600mm x 600mm

### 4.3 Menghitung *Wall Conflexure Height*

Pertama-tama kita harus mencari masa struktur setiap level untuk mengetahui distribusi gaya geser gempa yang terjadi. Beban-beban yang dimasukan dapat dilihat pada tabel 4.14. Dengan memasukan data pada tabel 4.14 maka masa setiap level menjadi seperti yang ditunjukkan pada tabel 4.15.

Perhitungan  $M_{otm\ Wall}$  dapat dilihat pada tabel 4.16. Dimana penjelasan  $M_{otm}$ ,  $V_{iframe}$ ,  $V_{i\ wall}$  dan  $M_{i\ wall}$  terdapat pada bab 3.  $F_i$  dan  $F_{ti}$  dirumuskan sebagai berikut.:

$$F_i = \frac{M_i \times H_i}{\sum M_i \times H_i} \text{ dan } F_{ti} = F_i + F_{i+1}$$

Wall conflexure height bisa dicari menggunakan substitusi pada saat  $M_{otm\ wall}$  sama dengan 0.

$$H_{cw} = 72,5 + (76 - 72,5) \left( \frac{0,0722}{0,0722 + 0,546} \right) = 72,91m$$

Tabel 4.14 *Input* Perhitungan Masa

Menghitung Masa Struktur	
Nama	Berat (Kg)
Pelat	564000
Balok	203384.4
Kolom lantai 2-6	397824000000
Kolom Lantai 1	681984000000
Kolom Lantai 7-17	223776000000
Kolom Lantai 18-27	99456000000
Dinding	78050
Adukan finishing	34062.21
Tegel	24330.15
Plafond	17842.11
Penggantung	11354.07
Plumbing	16220.1
Beban Hidup Atap	162201
Beban Hidup Lantai	405502.5

Tabel 4.15 Masa Pada Setiap Level Struktur

Level	Mi (Kg)	Level	Mi (Kg)
27	1210900	13	1375770
26	1251450	12	1375770
25	1251450	11	1375770
24	1251450	10	1375770
23	1251450	9	1375770
22	1251450	8	1375770
21	1251450	7	1375770
20	1251450	6	1375770
19	1251450	5	1549818
18	1251450	4	1549818
17	1375770	3	1549818
16	1375770	2	1549818
15	1375770	1	1833978
14	1375770	0	0

Tabel 4.16 Tabel Perhitungan Motmi Wall

Level	Mi (Kg)	Hi (m)	Mi x Hi (ton m)	Fi	Fti	Motm	Vi frame	Vi wall	Mi wall
27	1377759	97	117649.814	0.06654	0.06654	0	0.25	-0.18346	0
26	1377759	93.5	117196.54	0.066283	0.132823	0.232889	0.25	-0.11718	-0.64211
25	1377759	90	112809.5037	0.063802	0.196625	0.69777	0.25	-0.05337	-1.05223
24	1377759	86.5	108422.4674	0.061321	0.257946	1.385958	0.25	0.007946	-1.23904
23	1377759	83	104035.4312	0.05884	0.316786	2.28877	0.25	0.066786	-1.21123
22	1377759	79.5	99648.39494	0.056359	0.373145	3.397521	0.25	0.123145	-0.97748
21	1377759	76	95261.35868	0.053877	0.427022	4.703527	0.25	0.177022	-0.54647
20	1377759	72.5	90874.32243	0.051396	0.478418	6.198104	0.25	0.228418	0.073104
19	1377759	69	86487.28617	0.048915	0.527333	7.872567	0.25	0.277333	0.872567
18	1377759	65.5	82100.24992	0.046434	0.573767	9.718233	0.25	0.323767	1.843233
17	1377759	62	85421.05366	0.048312	0.622079	11.72642	0.25	0.372079	2.976417
16	1377759	58.5	80598.89741	0.045585	0.667664	13.90369	0.25	0.417664	4.278693
15	1377759	55	75776.74115	0.042857	0.710521	16.24052	0.25	0.460521	5.740516
14	1377759	51.5	70954.5849	0.04013	0.750651	18.72734	0.25	0.500651	7.352339
13	1377759	48	66132.42864	0.037403	0.788054	21.35462	0.25	0.538054	9.104618
12	1377759	44.5	61310.27239	0.034676	0.822729	24.11281	0.25	0.572729	10.98781
11	1377759	41	56488.11613	0.031948	0.854678	26.99236	0.25	0.604678	12.99236
10	1377759	37.5	51665.95988	0.029221	0.883899	29.98373	0.25	0.633899	15.10873
9	1377759	34	46843.80362	0.026494	0.910392	33.07738	0.25	0.660392	17.32738
8	1377759	30.5	42021.64737	0.023766	0.934159	36.26375	0.25	0.684159	19.63875
7	1377759	27	37199.49111	0.021039	0.955198	39.5333	0.25	0.705198	22.0333
6	1551807	23.5	32377.33486	0.018312	0.973509	42.87649	0.25	0.723509	24.50149
5	1551807	20	31036.1386	0.017553	0.991063	46.28378	0.25	0.741063	27.03378
4	1551807	4	6207.2272	0.003511	0.994573	62.14078	0.25	0.744573	38.89078
3	1551807	3	4655.42079	0.002633	0.997206	63.13535	0.25	0.747206	39.63535
2	1551807	2	3103.61386	0.001755	0.998962	64.13256	0.25	0.748962	40.38256
1	1835967	1	1835.96693	0.001038	1	65.13152	0.25	0.75	41.13152
0	0	0	0	0	1	66.13152	0.25	0.75	41.88152

#### 4.4 Menghitung Wall Yield Displacement

Dianggap kekuatan leleh dari baja,  $f_y = 1.1 \times f_y = 440$  MPa. dengan  $E$  baja = 200000 MPa maka didapat,  $\epsilon_y = 440/200000 = 0,0022$ . dan panjang dinding geser ( $L_w$ ) = 7,4 meter

$$\phi_y = 1.4 \epsilon_y / L_w = 1.4 (0,0022) / 7,4 = 0,000385$$

$$\text{untuk } H_i < 72,91\text{m}, \Delta y_i = \phi_y \left( \frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6H_{cf}} \right)$$

$$\text{untuk } H_i > 72,91\text{m}, \Delta y_i = \phi_y \left( \frac{H_{cf}H_i}{2} - \frac{H_{cf}^2}{6} \right)$$

Wall yield displacement pada tiap level dapat dilihat pada tabel 4.17.

Tabel 4.17 Wall Yield Displacement Pada Tiap Level

Level	$H_i$ (m)	$\Delta y_i$	Level	$H_i$ (m)	$\Delta y_i$
27	97	1.020314	13	48	0.346191
26	93.5	0.971191	12	44.5	0.303645
25	90	0.922067	11	41	0.262937
24	86.5	0.872944	10	37.5	0.224293
23	83	0.823821	9	34	0.18794
22	79.5	0.774697	8	30.5	0.154103
21	76	0.725574	7	27	0.12301
20	72.5	0.676451	6	23.5	0.094887
19	69	0.62738	5	20	0.069959
18	65.5	0.578562	4	4	0.003024
17	62	0.530223	3	3	0.001709
16	58.5	0.482591	2	2	0.000763
15	55	0.43589	1	1	0.000192
14	51.5	0.390348	0	0	0

Sebagai control drift maksimum rencana tidak melebihi batasan drift yang telah ditentukan perlulah dicari drift maksimum rencana yaitu pada wall conflexure height.

$$\begin{aligned} \phi d, c &= \frac{0.072}{L_w} \\ &= \frac{0.072}{8} = 0,009 \end{aligned}$$

$$K = 0,2 \left( \frac{F_u}{F_y} - 1 \right)$$



$$\begin{aligned}
&= 0,2 \left( \frac{560}{400} - 1 \right) = 0,08 \\
L_{sp} &= 0,022 \text{ Fye dbl} \\
&= 0,022 (400) (16) = 140,8 \text{ mm} \\
L_p &= K H_{cf} + 0,1 L_w + L_{sp} \\
&= 0,08 (72,91) + 0,1 (7,7) + 0,1408 = 6,722 \text{ m} \\
\Theta_{CF} &= \frac{\phi_{y,w} H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{y,w}) L_p \\
&= \frac{0,000385 (72,91)}{2} + (0,009 - 0,000385) 6,722 \\
&= 0,0719 > 0,02 \rightarrow \text{lebih besar dari batas drift}
\end{aligned}$$

#### 4.5 Menghitung Design Displacement Profile

*Design displacement profile* pada sistem struktur *dual system* dapat di tentukan dengan menggunakan persamaan Jika *drift* ijin lebih kecil dari pada *drift* HCF.

$$\Delta D_i = \Delta y_i + (\theta_c - \phi_{y,w} H_{cf} / 2) H_i$$

Hasil perhitungan  $\Delta D_i$  dapat dilihat pada tabel 4.18

Tabel 4.18 Hasil Perhitungan  $\Delta D_i$

Level	$H_i$ (m)	$\Delta y_i$	$\Delta D_i$	Level	$H_i$ (m)	$\Delta y_i$	$\Delta D_i$
27	97	1.020314	1.598895	13	48	0.346191	0.632499
26	93.5	0.971191	1.528895	12	44.5	0.303645	0.569076
25	90	0.922067	1.458895	11	41	0.262937	0.507492
24	86.5	0.872944	1.388895	10	37.5	0.224293	0.447971
23	83	0.823821	1.318895	9	34	0.18794	0.390741
22	79.5	0.774697	1.248895	8	30.5	0.154103	0.336028
21	76	0.725574	1.178895	7	27	0.12301	0.284058
20	72.5	0.676451	1.108895	6	23.5	0.094887	0.235058
19	69	0.62738	1.038947	5	20	0.069959	0.189254
18	65.5	0.578562	0.969253	4	4	0.003024	0.026883
17	62	0.530223	0.900038	3	3	0.001709	0.019603
16	58.5	0.482591	0.831528	2	2	0.000763	0.012692
15	55	0.43589	0.763951	1	1	0.000192	0.006156
14	51.5	0.390348	0.697532	0	0	0	0

#### 4.6 Menghitung Rencana Perpindahan SDOF, Tinggi Efektif, dan Masa Efektif

Dengan mengetahui *design displacement profile* suatu struktur maka kita bisa menentukan beberapa sifat SDOF yang

setara dengan struktur. Rencana perpindahan SDOF dapat ditentukan dengan persamaan pada bab 3. Hasil perhitungan rencana perpindahan sdo, tinggi efektif, dan masa efektif dapat dilihat pada tabel 4.19.

Tabel 4.19 Perhitungan Rencana Perpindahan SDOF, Tinggi Efektif, dan Masa Efektif

Level	Hi (m)	$\Delta y_i$	$\Delta D_i$	Mi Kg	$M_i \Delta^2 D_i$	$M_i \Delta D_i$	$M_i \Delta D_i H_i$
27	97	1.020338	1.598871	1520348.42	3886600	2430841	235791537
26	93.5	0.971213	1.528871	1585235.22	3705401	2423620	226608444.5
25	90	0.922088	1.458871	1585235.22	3373862	2312653	208138793.6
24	86.5	0.872963	1.388871	1585235.22	3057858	2201687	190445908
23	83	0.823838	1.318871	1585235.22	2757390	2090720	173529787.6
22	79.5	0.774712	1.248871	1585235.22	2472457	1979754	157390432.4
21	76	0.725587	1.178871	1585235.22	2203059	1868787	142027842.6
20	72.5	0.676462	1.108871	1585235.22	1949196	1757821	127442025.1
19	69	0.62739	1.038923	1585235.22	1711043	1646938	113638725.8
18	65.5	0.578571	0.969229	1585235.22	1489178	1536456	100637887.8
17	62	0.530231	0.900014	1734419.22	1404925	1561002	96782150.23
16	58.5	0.482597	0.831506	1734419.22	1199180	1442179	84367492.21
15	55	0.435895	0.763929	1734419.22	1012186	1324973	72873528.51
14	51.5	0.390352	0.697511	1734419.22	843832.8	1209777	62303502.91
13	48	0.346194	0.632478	1734419.22	693817.7	1096983	52655161.99
12	44.5	0.303648	0.569057	1734419.22	561649.7	986983.3	43920755.13
11	41	0.262939	0.507473	1734419.22	446663.6	880171.6	36087034.49
10	37.5	0.224295	0.447954	1734419.22	348033.5	776940.1	29135255.02
9	34	0.187941	0.390725	1734419.22	264787.4	677681.6	23041174.46
8	30.5	0.154104	0.336014	1734419.22	195825	582788.6	17775053.36
7	27	0.123011	0.284045	1734419.22	139936.1	492653.9	13301655.04
6	23.5	0.094887	0.235047	1943276.82	107360.4	456761.4	10733892.39
5	20	0.06996	0.189245	1943276.82	69595.68	367754.9	7355098.035
4	4	0.003024	0.026881	1943276.82	1404.157	52236.63	208946.5271
3	3	0.001709	0.019602	1943276.82	746.6437	38091.15	114273.4352
2	2	0.000763	0.012691	1943276.82	313.0102	24663.04	49326.07367
1	1	0.000192	0.006156	2284268.82	86.56189	14061.67	14061.67209
0	0	0	0	0	0	0	0
Sum					33896387	53314928	2226369746

$$\Delta_D = \frac{\sum M_i \Delta D_i^2}{\sum M_i \Delta D_i} = \frac{33847357}{5331498} = 0,6325 \text{ m}$$

$$M_e = \frac{\sum M_i \Delta D_i}{\Delta_D} = \frac{3218863}{0,6325} = 30611196 \text{ Kg}$$

$$H_e = \frac{\sum M_i \Delta D_i H_i}{\sum M_i \Delta D_i} = \frac{2223115363}{3218863} = 69,065 \text{ m}$$

#### 4.7 Menentukan Redaman Ekuivalen

$$\begin{aligned}\mu_{\text{wall}} &= \frac{\Delta D}{\Delta \text{He},y,w} \\ &= \frac{0,6325}{0,62738} \\ &= 1,176\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_w &= 0,05 + 0,444 \left( \frac{\mu_w - 1}{\mu_w \pi} \right) \\ &= 0,05 + 0,444 \left( \frac{1,176 - 1}{1,676\pi} \right) \\ &= 0,10703\end{aligned}$$

Hasil perhitungan panjang dan tinggi rata-rata balok dapat dilihat pada tabel 4.20.

Tabel 4.20 Perhitungan Panjang dan Tinggi Rata-Rata Balok

Nama	Jumlah Perlantai	h (m)	b (m)	l (m)	l rata- rata (m)	h rata- rata (m)
A1	62	0.45	0.3	5	5.034109	0.432946
A'2	40	0.45	3	5.5		
A'3	16	0.35	0.25	4		
A'4	4	0.25	0.25	4		
A'5	2	0.6	0.4	7.2		
A6	4	0.3	0.2	2		
B1	1	0.35	0.25	5		

$$\text{Didapat l rata-rata} = 5,034109 \text{ m}$$

$$\text{Didapat h rata-rata} = 0,432946 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\theta_{y,\text{frame}} &= \frac{0,5 \varepsilon_y L_b}{H_b} \\ &= \frac{0,5 (0,0022) 5,034109}{0,432946} \\ &= 0,01279\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\mu_{\text{frame},i} &= \frac{\Delta D}{\Delta Y \text{ frame}} \\ &= \frac{\Delta D}{\theta_{y,\text{frame}}(0,6) H_n} = \frac{0,6325}{0,01279(0,6) 97} \\ &= 1,142\end{aligned}$$

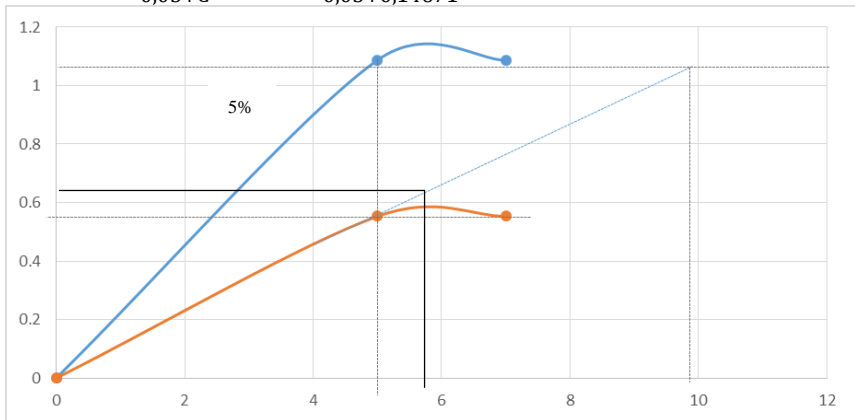
$$\begin{aligned}\varepsilon_f &= 0,05 + 0,565 \left( \frac{\mu_f - 1}{\mu_f} \right) \\ &= 0,05 + 0,565 \left( \frac{1,142 - 1}{1,142} \right)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \xi &= 0,214858 \\
 &= \frac{\varepsilon_w \text{ MOTM}_w + \varepsilon_f \text{ MOTM}_f}{\text{MOTM}} \\
 &= \frac{0,10703 (41,879) + 0,214858 (24,25)}{66,13} \\
 &= 0,14671
 \end{aligned}$$

#### 4.8 Menghitung Periode Efektif dan Kekakuan Efektif

Spektra perpindahan dapat dilihat pada gambar 4.3.

$$R\xi = \left( \frac{0,1}{0,05 + \xi} \right) = \frac{0,1}{0,05 + 0,14671} = 0,508$$



Gambar 4.3 Spektra Perpindahan

$$T_e = 5,8 \text{ detik}$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 M_e}{T_e^2} = \frac{4\pi^2 (30611196)}{5,8^2} = 6625929$$

#### 4.9 Menghitung Gaya Geser Dasar dan Distribusi Gaya Gempa Tiap Lantai

$$\begin{aligned}
 V_{\text{base}} &= K_e \Delta D \\
 &= 6625929 (0,6325) = 4207465 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$F_i = V_{\text{base}} \frac{M_i H_i^K}{\sum M_i H_i^K}$$

Dimana  $K = 2$  akibat dari periode yang lebih besar dari 2,5 detik. Hasil dan perhitungan gaya gempa tiap lantai dapat dilihat pada tabel 4.21

Tabel 4.21 Perhitungan Gaya Geser Gempa Tiap Lantai

Level	Hi (m)	Mi (Kg)	Mi Hi ^2	Fi (Kg)
27	97	1517960	14282489855	407547.8
26	93.5	1582841	13837590403	394852.7
25	90	1582841	12821010869	365844.8
24	86.5	1582841	11843210935	337943.5
23	83	1582841	10904190602	311148.8
22	79.5	1582841	10003949870	285460.6
21	76	1582841	9142488738	260879
20	72.5	1582841	8319807207	237403.9
19	69	1582841	7535905277	215035.5
18	65.5	1582841	6790782948	193773.6
17	62	1732025	6657903516	189981.9
16	58.5	1732025	5927422036	169137.7
15	55	1732025	5239375165	149504.5
14	51.5	1732025	4593762903	131082.1
13	48	1732025	3990585250	113870.5
12	44.5	1732025	3429842205	97869.82
11	41	1732025	2911533769	83080
10	37.5	1732025	2435659943	69501.04
9	34	1732025	2002220724	57132.94
8	30.5	1732025	1611216115	45975.71
7	27	1732025	1262646114	36029.34
6	23.5	1940882	1071852332	30585.08
5	20	1940882	776352979.2	22153.07
4	4	1940882	31054119.17	886.1227
3	3	1940882	17467942.03	498.444
2	2	1940882	7763529.792	221.5307
1	1	2281874	2281874.448	65.1128
0	0	0	0	0

#### 4.10 Analisa Struktur

Setelah mendapatkan Gaya Geser Rencana maka dilakukan analisa struktur dengan menggunakan metode respon spectrum untuk melihat gaya gempa yang terjadi di SAP 2000 dengan gaya geser rencana yang telah dihitung diatas, setelah didapatkan perbandingan dari kedua gaya geser tersebut maka dimensi struktur dapat diubah untuk menyesuaikan gaya geser SAP 2000 dengan gaya geser rencana sehingga didapatkan perencanaan yang efisien. Kombinasi beban yang digunakan sesuai dengan SNI-03-1726-2012 pasal 4.2.2

#### 4.11 Menghitung Jumlah dan Konfigurasi Tulangan

Setelah mendapatkan gaya dalam dari analisa struktur maka kita dapat merencanakan jumlah dan konfigurasi tulangan.

##### 4.11.1 Penulangan Pelat

Penulangan pelat dibagi menjadi dua yaitu penulangan pelat atap dan penulangan pelat lantai.

##### 4.11.1.1 Penulangan Pelat Lantai

Berikut adalah contoh perhitungan pelat lantai P1.

Data Perencanaan

- Dimensi Pelat 5m x 3,5 m
- Tebal Pelat 125 mm
- Tebal selimut beton 40 mm
- Diameter tulangan rencana 10 mm  $\rightarrow A_s = 78,57 \text{ mm}^2$
- Mutu beton 30 MPa
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_{c-28}}{7} \right) = 0,85 - 0,05 \left( \frac{30-28}{7} \right) = 0,83571$

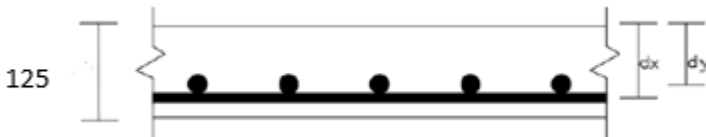
Detail tebal pelat atap dapat dilihat pada gambar 4.4.

Pembebanan pada pelat P1

Beban mati (DL)

- Pelat =  $0,125 \times 2400 = 300 \text{ Kg/m}^2$
- Tegel =  $15 \text{ Kg/m}^2$
- Plafond =  $11 \text{ Kg/m}^2$
- Penggantung =  $7 \text{ Kg/m}^2$

- Plumbing	= 10	Kg/m <sup>2</sup>	
- Adukan <i>finishing</i>	= 21	Kg/m <sup>2</sup>	
			+
- Total DL	= 364	Kg/m <sup>2</sup>	
Beban hidup (LL)			
- Beban Perkantoran	= 250	Kg/m <sup>2</sup>	
Beban Kombinasi			
1,2 DL + 1,6 LL = 1,2 (364) + 1,6 (250) = 836,8 Kg/m <sup>2</sup>			



Gambar 4.4 Detail Tebal Pelat

$$\begin{aligned}
 dx &= 125 - 40 - \frac{1}{2} (10) = 80 \text{ mm} \\
 dy &= 125 - 40 - 10 - \frac{1}{2} (10) = 70 \text{ mm} \\
 Lx &= 4700 \text{ mm} \\
 Ly &= 3225 \text{ mm} \\
 \frac{Lx}{Ly} &= \frac{4700}{3225} = 1,457
 \end{aligned}$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ( $Ly/Lx = 1,457$ )

$$Mlx = 0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Mtx = -0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Mly = 0,001 \cdot qu \cdot Ly^2 \cdot X$$

$$Mty = -0,001 \cdot qu \cdot Ly^2 \cdot X$$

Dimana :

Mlx = Momen lapangan arah x

Mly = Momen lapangan arah y

Mtx = Momen tumpuan arah x

Mty = Momen tumpuan arah y

X = Nilai konstanta dari perbandingan  $Ly/Lx$

Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

$$Mlx = X = 36$$

$$Mtx = X = 76 \rightarrow \text{diambil } x = 76$$

$$Mlx = -Mtx = 0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X = 0,001 (836,8) 4,7^2 (76)$$

$$M_{lx} = -M_{tx} = 1404,85 \text{ Kgm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 F_{rc}} = \frac{400}{0,85 (30)} = 15,6863$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 b d x^2} = \frac{1404,85 (10000)}{0,9 (1000) 80^2} = 2,44 \text{ MPa}$$

Ø → di anggap 0,9

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{F_y}} \right) = \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (15,6863) 2,44}{400}} \right)$$

$$= 0,00642 > \rho_{\min} = 0,0018 \rightarrow \rho = 0,00642$$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d = 0,00642 (1000) 80 \\ &= 513,664 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S \text{ maks} = 450 \text{ mm}$$

$$n = \frac{513,664}{78,57} = 6,53 \rightarrow 7 \text{ buah}$$

$$S = 1000/7 = 142,857 \rightarrow 150 \text{ mm}$$

$$\text{As pakai} = \frac{1000}{150} 78,57 = 523,8 \text{ mm}^2 > 513,664 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Hasil perhitungan penulangan pelat lantai arah x dapat dilihat pada tabel 4.22.

Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

$$M_{ly} = X = 17$$

$$M_{ty} = X = 57 \rightarrow \text{diambil } x = 57$$

$$M_{ly} = -M_{ty} = 0,001 \text{ qu } Lx^2 X = 0,001 (836,8) 3,225^2 (57)$$

$$M_{ly} = -M_{ty} = 496,08 \text{ Kgm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 F_{rc}} = \frac{400}{0,85 (30)} = 15,6863$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 b d x^2} = \frac{496,08 (10000)}{0,9 (1000) 70^2} = 1,125 \text{ MPa}$$

Ø → di anggap 0,9

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{F_y}} \right) = \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (15,6863) 1,125}{400}} \right)$$

$$= 0,00288 > \rho_{\min} = 0,0018 \rightarrow \rho = 0,00288$$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d = 0,00288 (1000) 70 \\ &= 230,177 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S \text{ maks} = 450 \text{ mm}$$

$$n = \frac{230,177}{78,57} = 2,95 \rightarrow 3 \text{ buah}$$



$$S = 1000/3 = 333,333 \rightarrow 300 \text{ mm}$$

$$\text{As pakai} = \frac{1000}{300} 78,57 = 261,9 \text{ mm}^2 > 230,177 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Hasil perhitungan penulangan pelat lantai arah y dapat dilihat pada tabel 4.23.

#### 4.11.1.2 Penulangan Pelat Atap

Berikut adalah contoh perhitungan pelat lantai P1.

Data Perencanaan

- Dimensi Pelat 5 m x 3,5 m
- Tebal Pelat 125 mm
- Tebal selimut beton 40 mm
- Diameter tulangan rencana 10 mm  $\rightarrow \text{As} = 78,57 \text{ mm}^2$
- Mutu beton 30 MPa
- $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0,85 - 0,05 \left( \frac{30 - 28}{7} \right) = 0,83571$

Detail tebal pelat dapat ditunjukkan pada gambar 4.5

Pembebanan pada pelat P1

Beban mati (DL)

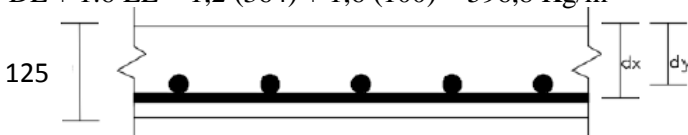
- |                           |                             |                   |
|---------------------------|-----------------------------|-------------------|
| - Pelat                   | $= 0,125 \times 2400 = 300$ | Kg/m <sup>2</sup> |
| - Tegel                   | $= 15$                      | Kg/m <sup>2</sup> |
| - Plafond                 | $= 11$                      | Kg/m <sup>2</sup> |
| - Penggantung             | $= 7$                       | Kg/m <sup>2</sup> |
| - Plumbing                | $= 10$                      | Kg/m <sup>2</sup> |
| - Adukan <i>finishing</i> | $= 21$                      | Kg/m <sup>2</sup> |
|                           |                             | +                 |
| - Total DL                | $= 364$                     | Kg/m <sup>2</sup> |

Beban hidup (LL)

- Beban Perkantoran  $= 100 \text{ Kg/m}^2$

Beban Kombinasi

$$1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} = 1,2 (364) + 1,6 (100) = 596,8 \text{ Kg/m}^2$$



Gambar 4.5 Detail Tebal Pelat

Tabel 4.22 Perhitungan Penulangan Pelat lantai arah X

Nama	L (mm)	B (mm)	h (mm)	Qu	dx	lx	$\frac{Lx}{Ly}$	Xl	Mlx	$\rho_{min}$	Rn	$\rho$	$\rho$ pakai	AS perlu	n	S	AS pasang		
P1	5000	3500	125	837	80	4700	1.5	76	1405	0.0014	2.438981	0.0064	0.0064	513.7	6.54	7	143	150	523.8
P4	5000	4000	125		80	4750	1.3	69	1303		2.261703	0.0059	0.0059	474.4	6.04	6	167	150	523.8
P5	2500	4000	125		80	2250	1.6	57	241.5		0.419217	0.0011	0.0014	112	1.43	2	500	500	157.14
P2	5000	2000	250		205	4700	2.7	83	1534		0.405644	0.001	0.0014	287	3.65	4	250	250	314.28
P3	5000	2500	250		205	4750	2.1	73	1378		0.364403	0.0009	0.0014	287	3.65	4	250	250	314.28

Tabel 4.23 Perhitungan Penulangan Pelat lantai arah Y

Nama	L (mm)	B (mm)	h (mm)	Qu	dy	ly	$\frac{Lx}{Ly}$	Xl	Mly	$\rho_{min}$	Rn	$\rho$	$\rho$ pakai	AS perlu	n	S	AS pasang		
P1	5000	3500	125	837	70	3225	1.5	57	496.1	0.0014	1.124909	0.0029	0.0029	201.4	2.56	3	333	300	261.9
P4	5000	4000	125		70	3700	1.3	57	653		1.480681	0.0038	0.0038	267.1	3.4	4	250	250	314.28
P5	2500	4000	125		70	3700	1.6	79	905		2.052171	0.0054	0.0054	374.9	4.77	5	200	200	392.85

$$dx = 125 - 40 - \frac{1}{2}(10) = 80 \text{ mm}$$

$$dy = 125 - 40 - 10 - \frac{1}{2}(10) = 70 \text{ mm}$$

$$Lx = 4700 \text{ mm}$$

$$Ly = 3225 \text{ mm}$$

$$\frac{Lx}{Ly} = \frac{4700}{3225} = 1,457$$

Dengan menggunakan koefisien momen PBI 1971 tabel 13.3.1 didapat persamaan momen sebagai berikut : ( $Ly/Lx = 1,457$ )

$$Mlx = 0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Mtx = -0,001 \cdot qu \cdot Lx^2 \cdot X$$

$$Mly = 0,001 \cdot qu \cdot Ly^2 \cdot X$$

$$Mty = -0,001 \cdot qu \cdot Ly^2 \cdot X$$

Dimana :

$Mlx$  = Momen lapangan arah x

$Mly$  = Momen lapangan arah y

$Mtx$  = Momen tumpuan arah x

$Mty$  = Momen tumpuan arah y

$X$  = Nilai konstanta dari perbandingan  $Ly/Lx$

Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah X

$$Mlx = X = 36$$

$$Mtx = X = 76 \rightarrow \text{diambil } x = 76$$

$$Mlx = -Mtx = 0,001 qu Lx^2 X = 0,001 (596,8) 4,7^2 (76)$$

$$Mlx = -Mtx = 1002 \text{ Kgm}$$

$$\rho_{min} = 0,0018$$

$$m = \frac{Fy}{0,85 F'c} = \frac{400}{0,85 (30)} = 15,6863$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 b dx^2} = \frac{1002 (10000)}{0,9 (1000) 80^2} = 1,739 \text{ MPa}$$

$\emptyset \rightarrow$  di anggap 0,9

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{Fy}} \right) = \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (15,6863) 1,739}{400}} \right)$$

$$= 0,0045 > \rho_{min} = 0,0018 \rightarrow \rho = 0,0045$$

$$\text{As Perlu} = \rho \times b \times d = 0,0045 (1000) 80$$

$$= 360,6 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ maks} = 450 \text{ mm}$$

$$n = \frac{360,6}{78,57} = 4,59 \rightarrow 5 \text{ buah}$$

$$S = 1000/5 = 200 \rightarrow 200 \text{ mm}$$

$$\text{As pakai} = \frac{1000}{200} 78,57 = 392,85 \text{ mm}^2 > 360,6 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Hasil perhitungan penulangan pelat atap arah x dapat dilihat pada tabel 4.24.

Perhitungan penulangan tumpuan & lapangan arah Y

$$MlY = X = 17$$

$$MtY = X = 57 \rightarrow \text{diambil } x = 57$$

$$Mly = -Mty = 0,001 \text{ qu } Lx^2 \text{ X} = 0,001 (596,8) 3,225^2 (57)$$

$$Mly = -Mty = 353,8 \text{ Kgm}$$

$$\rho_{\min} = 0,0018$$

$$m = \frac{F_y}{0,85 F_{rc}} = \frac{400}{0,85 (30)} = 15,6863$$

$$Rn = \frac{Mu}{0,9 b d x^2} = \frac{353,8 (10000)}{0,9 (1000) 70^2} = 0,8 \text{ MPa}$$

$\emptyset \rightarrow$  di anggap 0,9

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m Rn}{F_y}} \right) = \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (15,6863) 0,8}{400}} \right)$$

$$= 0,002 > \rho_{\min} = 0,0018 \rightarrow \rho = 0,002$$

$$\text{As Perlu} = \rho \times b \times d = 0,002 (1000) 70$$

$$= 142,7 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ maks} = 450 \text{ mm}$$

$$n = \frac{142,7}{78,57} = 1,82 \rightarrow 2 \text{ buah}$$

$$S = 1000/2 = 500 \rightarrow 450 \text{ mm}$$

$$\text{As pakai} = \frac{1000}{450} 78,57 = 174,6 \text{ mm}^2 > 142,7 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Hasil perhitungan penulangan pelat atap arah y dapat dilihat pada tabel 4.25.

Tabel 4.24 Perhitungan Penulangan Pelat Atap arah X

Nama	L (mm)	B (mm)	h (mm)	Qu	dx	lx	$\frac{Lx}{Ly}$	Xl	Mlx	$\rho_{min}$	Rn	$\rho$	$\rho$ pakai	AS perlu	n	S	AS pasang		
P1	5000	3500	125	597	80	4700	1.5	76	1002	0.0014	1.739465	0.0045	0.0045	360.6	4.59	5	200	200	392.85
P4	5000	4000	125		80	4750	1.3	69	929.1		1.613031	0.0042	0.0042	333.5	4.24	5	200	200	392.85
P5	2500	4000	125		80	2250	1.6	57	172.2		0.298983	0.0008	0.0014	112	1.43	2	500	500	157.14
P2	5000	2000	250		205	4700	2.7	83	1094		0.289303	0.0007	0.0014	287	3.65	4	250	250	314.28
P3	5000	2500	250		205	4750	2.1	73	983		0.259889	0.0007	0.0014	287	3.65	4	250	250	314.28

Tabel 4.25 Perhitungan Penulangan Pelat Atap arah Y

Nama	L (mm)	B (mm)	h (mm)	Qu	dy	ly	$\frac{Lx}{Ly}$	Xl	Mlx	$\rho_{min}$	Rn	$\rho$	$\rho$ pakai	AS perlu	n	S	AS pasang		
P1	5000	3500	125	597	70	3225	1.5	57	353.8	0.0014	0.802277	0.002	0.002	142.7	1.82	2	500	450	174.6
P4	5000	4000	125		70	3700	1.3	57	465.7		1.056011	0.0027	0.0027	188.8	2.4	3	333	300	261.9
P5	2500	4000	125		70	3700	1.6	79	645.4		1.463594	0.0038	0.0038	263.9	3.36	4	250	250	314.28

## 4.12 Perencanaan Struktur Tangga

Pada Gedung ini terdapat dua jenis tangga yang digunakan, berikut perhitungan dimensi dan penulangan tangga.

### 1. Data Perencanaan

Syarat perencanaan tangga :

$$60 \leq (2t + i) \leq 65$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

Mutu Beton ( $f'_c$ ) : 30 MPa

Mutu Baja ( $f_y$ ) : 400 MPa

Lebar Injakan (i) : 30 cm

Tanjakan (t) : 15 cm

Tebal pelat tangga : 15 cm

Panjang Bordes : 170 cm

Lebar Bordes : 280 cm

Lebar tangga : 130 cm

Tinggi antar lantai : 350 cm

Tinggi bordes : 175 cm

Panjang Tangga : 360 cm

Decking tulangan : 2 cm

$$2t + i = 2(15) + 30 = 60 \text{ (memenuhi persyaratan)}$$

$$60 \leq (2t + i) \leq 65 \text{ (OK)}$$

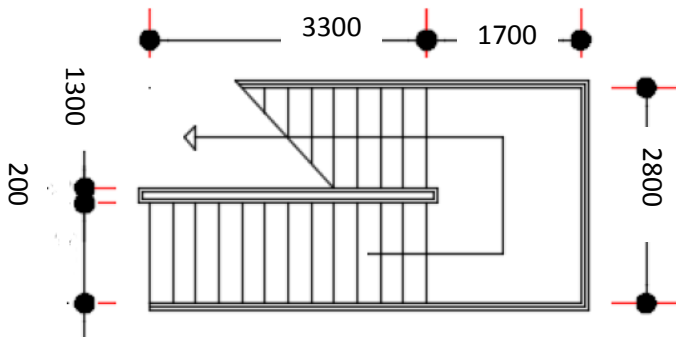
$$\text{Jumlah tanjakan} = \frac{175}{15} = 11.66 = 12 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah injakan} = 12 - 1 = 11 \text{ buah}$$

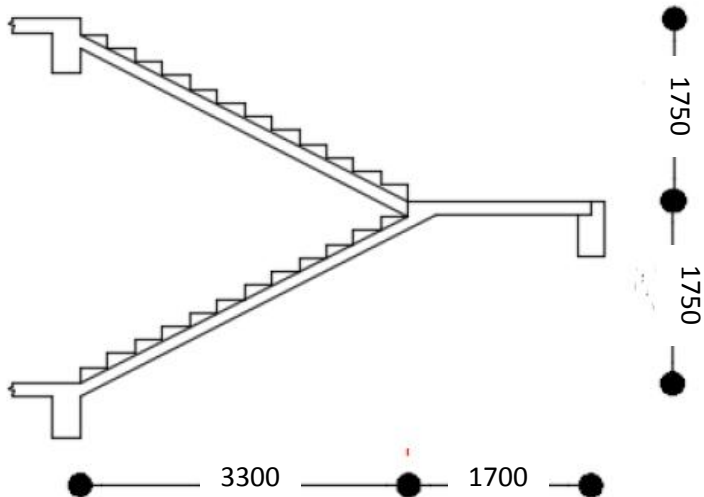
$$\alpha = \arctg \left( \frac{175}{30 \times 11} \right) = 27^\circ \text{ (memenuhi persyaratan)}$$

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ \text{ (OK)}$$

Detail tangga dapat dilihat pada gambar 4.6 dan 4.7.



Gambar 4.6 Tampak Atas Tangga



Gambar 4.7 Tampak Samping Tangga

## 2. Pembebanan Tangga dan Bordes

### a. Pembebanan Tangga

Beban Mati

$$\text{Pelat tangga} = \frac{0,15 \times 2400}{\cos 27^\circ} = 404,04 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat Injakan} = 2400 \times \frac{0,15}{2} = 180 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (t = 2cm)} = 0.02 \times 21 = 0.42 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel} = 48 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Berat Pegangan} = 30 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{QD} = 662,46 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

$$\text{QL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

Kombinasi Pembebanan

$$\text{Qu} = 1,2 \text{ QD} + 1,6 \text{ QL} = 1,2 (662,46) + 1,6 (300)$$

$$= 1274,952 \text{ kg/m}^2$$

b. Pembebanan Bordes

Beban Mati

$$\text{Pelat Bordes} = 2400 \times 0,15 = 360 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Spesi (t = 2cm)} = 0,02 \times 21 = 0,1274,952 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Tegel} = 48 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{QD} = 408,42 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

$$\text{QL} = 300 \text{ kg/m}^2$$

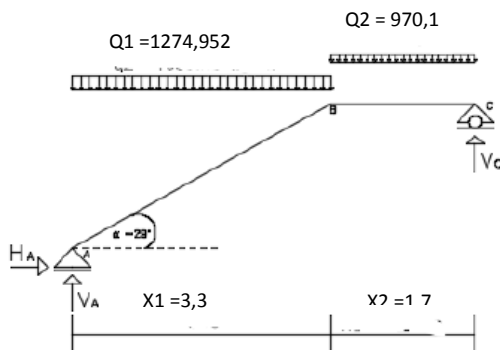
Kombinasi Pembebanan

$$\text{Qu} = 1,2 \text{ QD} + 1,6 \text{ QL} = 1,2 (408,42) + 1,6 (300)$$

$$= 970,1 \text{ kg/m}^2$$

### 3. Perhitungan Gaya Pada Tangga

Perhitungan gaya-gaya yang bekerja pada tangga menggunakan permodelan mekanika statis tertentu dengan permisalan sendi rol.



Gambar 4.8 Permodelan Struktur Tangga



Berdasarkan gambar 4.8 dapat dilakukan perhitungan reaksi dan gaya dalam yang bekerja pada tangga tersebut.

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_c &= 0 \\
 &= V_a \times 5 - \{(1274,952 \times 3,3) ((0,5 \times 3,3) + 1,7)\} - \\
 &\quad \{(970,1 \times 1,7) (0,5 \times 1,7)\} = 0 \\
 V_a &= 3099,28 \text{ kg} \\
 \Sigma M_a &= 0 \\
 &= V_c \times 5 - \{(1274,952 \times 3,3) ((0,5 \times 3,3))\} - \{(970,1 \times 1,7) \\
 &\quad (0,5 \times 1,7 + 3,3)\} = 0 \\
 V_c &= 2757,4 \text{ kg} \\
 \Sigma V &= 0 \\
 &= 3099,28 + 2757,4 - 1274,952 \times 3,3 - 970,1 \times 1,7 \\
 &= 0 \rightarrow \text{oke}
 \end{aligned}$$

Gaya normal

$$\begin{aligned}
 \text{Untuk } x_1 = 0 \text{ m} \rightarrow N_a &= -V_a \sin 27^\circ \\
 &= -3099,28 (0,454) \\
 &= -1407,073 \text{ kg} \\
 \text{Untuk } x_1 = 3,3 \text{ m} \rightarrow N_b &= N_a + q_1 \times 3,3 \sin 27^\circ \\
 &= -1407,073 + 1274,952 \times 3,3 (0,454) \\
 &= 503,061 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Sepanjang benang  $x_2$  tidak mengalami gaya normal.

Gaya Lintang

$$\begin{aligned}
 D_{x1} &= (V_a - q_1(x_1)) \cos 27^\circ \\
 \text{Untuk } x_1 = 0 \rightarrow D_a &= 2761,458 \text{ kg} \\
 \text{Untuk } x_1 = 3,3 \rightarrow D_{b_{\text{kiri}}} &= -987,284 \text{ kg} \\
 D_{x2} &= -V_c - q_2(x_2) \text{ (dari kanan)} \\
 \text{Untuk } x_2 = 0 \rightarrow D_c &= -2757,4 \text{ kg} \\
 \text{Untuk } x_2 = 1,7 \rightarrow D_{b_{\text{kanan}}} &= -1108,06 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Gaya Momen

$$\begin{aligned}
 M_{x1} &= V_a(x_1) - 0,5q_1(x_1)^2 \\
 \text{Untuk } x_1 = 0 \rightarrow M_a &= 0 \text{ kgm} \\
 \text{Untuk } x_1 = 3,3 \rightarrow M_{b_{\text{kiri}}} &= 3285,5 \text{ kgm} \\
 M_{x2} &= V_c(x_2) - 0,5q_2(x_2)^2 \text{ (dari kanan)} \\
 \text{Untuk } x_2 = 0 \rightarrow M_c &= 0 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

Untuk  $x_2 = 1,7 \rightarrow Db_{kanan} = 3285,5 \text{ kgm}$

Pada tangga momen maksimum terjadi pada saat :

$$M(x_1) = Va(x_1) - 0,5q_1(x_1)^2$$

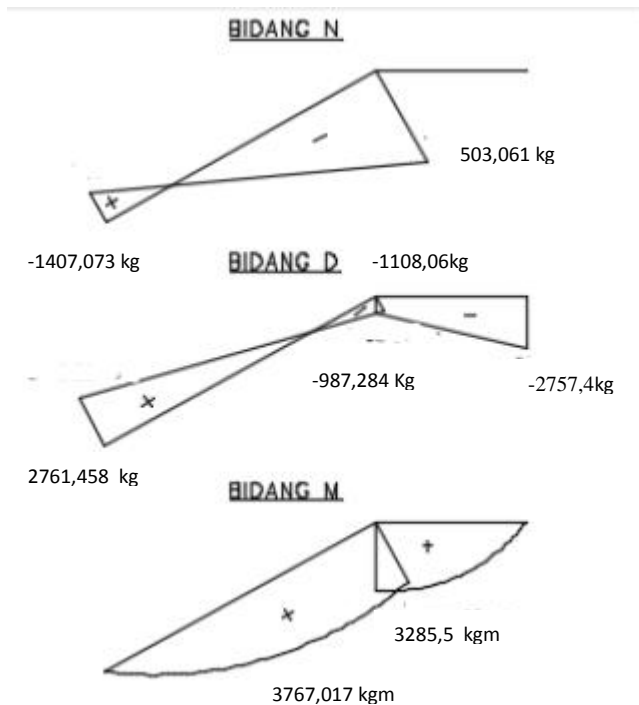
$$M'(x_1) = Va - q_1(x_1) = 0$$

$$x_1 = 2,43 \text{ m}$$

$$M(2,43) = Va(2,43) - 0,5q_1(2,43)^2$$

$$= 3767,017 \text{ kgm}$$

Gambar gaya-gaya dalam pada struktur tangga tersebut seperti ditunjukkan pada gambar 4.9



Gambar 4.9 Gaya Dalam Pada Struktur Tangga

#### 4. Perhitungan Penulangan Tangga

Untuk Anak Tangga dan Bordes

$$f'c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$D \text{ tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$D_x = 150 - 20 - \frac{16}{2} = 122 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0,25 \sqrt{30}}{400} = 0,00342$$

$$\beta_1 = 0,83571$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,686$$

Penulangan pelat tangga

$$M_u = 3767,017 \text{ kgm} = 37670170 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 b d x^2} = \frac{37670170}{0,9 \cdot 122^2} = 2,53$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{F_y}} \right) = \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (15,6863) 2,53}{400}} \right)$$

$$= 0,006677 > \rho_{\min} = 0,00342 \rightarrow \rho = 0,006677$$

$$A_s \text{ Perlu} = \rho \times b \times d = 0,006677 (1000) 122$$

$$= 814,5883 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ maks} = 450 \text{ mm}$$

$$n = \frac{814,5883}{3,13(8)8} = 4,05 \rightarrow 5 \text{ buah}$$

$$S = 1000/5 = 200 \rightarrow 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D16-200 ( $A_{s\text{pakai}} = 1004,8 \text{ mm}^2$ )

$$A_s \text{ tulangan bagi} = 20 \% A_s = 0,2 \times 814,5883 = 162,92 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D8-300 ( $A_{s\text{pakai}} = 167,4677 \text{ mm}^2$ )

Penulangan pelat bordes

$$M_u = 3285,5 \text{ kgm} = 32855000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{0,9 b d x^2} = \frac{32855000}{0,9 \cdot 122^2} = 2,2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{F_y}} \right) = \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (15,6863) 2,2}{400}} \right)$$

$$= 0,0058 > \rho_{\min} = 0,00342 \rightarrow \rho = 0,0058$$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d = 0,0058 (1000) 122 \\ &= 705,232 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S \text{ maks} = 450 \text{ mm}$$

$$n = \frac{705,232}{3,13(8)8} = 3,509 \rightarrow 4 \text{ buah}$$

$$S = 1000/4 = 250 \rightarrow 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D16-250 ( $A_{\text{Spakai}} = 803,84 \text{ mm}^2$ )

$$\text{As tulangan bagi} = 20 \% \text{ As} = 0,2 \times 705,232 = 141,05 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D8-300 ( $A_{\text{Spakai}} = 167,4677 \text{ mm}^2$ )

Penulangan balok bordes

Digunakan dimensi balok bordes 30/60

Beban mati

$$\text{Bordes (QD)} = 408,42 (1,7) = 694,314 \text{ kg/m}$$

$$\text{Balok} = 0.3 \times 0.6 \times 2400 = 432 \text{ kg/m}$$

$$\text{QD} = 1126,314 \text{ kg/m}$$

Beban hidup

$$\text{QL} = 300 \times 1,7 = 510 \text{ kg/m}$$

Kombinasi pembebanan

$$\text{QU} = 1,2\text{QD} + 1,6\text{QL}$$

$$\text{QU} = 1,2 (694,314) + 1,6 (510) = 2167,577 \text{ kg/m}$$

Perhitungan penulangan lentur

$$\text{MU} = 1/10 \text{ QU } L^2$$

$$\text{MU} = 1/10 (2167,577) 2,8^2 = 1699,38 \text{ kgm}$$

$$D = 600 - 40 - 0,5(16) - 8 = 544 \text{ mm}$$

$$\text{Rn} = \frac{\text{Mu}}{0,9 \text{ b d } x^2} = \frac{16993800}{0,9 \text{ 544}^2} = 0,212$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m \text{ Rn}}{F_y}} \right) = \frac{1}{15,6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (15,6863) 0,212}{400}} \right) \\ &= 0,000534 < \rho_{\text{min}} = 0,00342 \rightarrow \rho = 0,00342 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d = 0,00342 (300) 544 \\ &= 558,144 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S \text{ maks} = 450 \text{ mm}$$

$$n = \frac{705,232}{3,13(8)8} = 2,77 \rightarrow 3 \text{ buah}$$

$$S = 1000/3 = 333 \rightarrow 300 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D16-300 ( $A_{\text{Spakai}} = 669,87 \text{ mm}^2$ )

Perhitungan penulangan geser

$$V_u = 0,5 Q_u L = 0,5 (2167,577) 2,8 = 3034,608 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{b d \sqrt{f'c}}{6} = 148980,5 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 148980,5 = 89388,32 \text{ N}$$

$V_u < \phi V_c$  (Tidak perlu tulangan geser)

Maka digunakan tulangan geser praktis :

$\Phi$  10 – 150 (Pada daerah tumpuan)

$\Phi$  10 – 200 (Pada daerah lapangan)

### 4.13 Perencanaan Balok Lift

Lift merupakan struktur sekunder yang berfungsi untuk mengangkat orang atau barang menuju ke lantai yang berbeda tingginya. Perencanaan balok lift meliputi balok – balok yang ada di sekeliling ruang lift maupun mesin lift. Balok – balok tersebut diantaranya ialah balok penggantung lift dan balok penumpu lift. Lift yang digunakan pada perencanaan Tugas Akhir ini adalah lift yang diproduksi oleh PT. Jaya Kencana dengan spesifikasi sebagai berikut:

Merek	: Sigma
Kecepatan	: 1,75 m/s
Kapasitas	: 1600 kg
Lebar pintu (opening width)	: 1100 mm
Dimensi sangkar (car size):	
Outside	: 2500 x 2800 mm <sup>2</sup>
Inside	: 1500 x 2300 mm <sup>2</sup>
Dimensi ruang mesin	: 2500 x 2800 mm <sup>2</sup>
Beban reaksi ruang mesin	
$R_1 = 10200 \text{ kg}$ (Berat mesin penggerak + beban kereta + perlengkapan)	
$R_2 = 7000 \text{ kg}$ (Berat bandul pemberat + perlengkapan)	

#### 4.13.1 Perencanaan Dimensi Awal Balok Lift

a. Balok penggantu lift

Panjang balok penggantung lift = 300 cm

$h = L/16 = 300/16 = 18.75 \text{ cm}$  , ambil dimensi 60 cm  
 $b = 2/3 h = 2/3 60 = 40 \text{ cm}$ , ambil dimensi 40 cm  
 Diperoleh dimensi balok penggantung lift 40/60.

**b. Balok penumpu lift**

Panjang balok penggantung lift = 300 cm  
 $h = L/16 = 300/16 = 18.75 \text{ cm}$  , ambil dimensi 60 cm  
 $b = 2/3 h = 2/3 60 = 40 \text{ cm}$ , ambil dimensi 40 cm  
 Diperoleh dimensi balok penumpu lift 40/60

#### **4.13.2 Pembebanan balok lift**

Beban yang bekerja pada balok penumpu

Beban yang bekerja merupakan beban akibat dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan dan akibat banduk pemberat + perlengkapan.

Koefisien kejut beban hidup oleh keran

Pasal 3.3.(3) PPIUG 1983 menyatakan bahwa beban keran yang membebani struktur pemikulnya terdiri dari berat sendiri keran ditambah muatan yang diangkatnya, dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau. Sebagai beban rencana harus diambil beban keran tersebut dengan mengalikannya dengan suatu koefisien kejut yang ditentukan rumus berikut

$$\Psi = (1 + k_1 \cdot k_2 \cdot v) \geq 1,15$$

Dimana :

- $\Psi$  = koefisien kejut yang nilainya tidak boleh diambil kurang dari 1.15
- $v$  = Kecepatan angkat maksimum dalam m/det pada pengangkatan muatan maksimum dalam kedudukan keran induk dan keran angkat yang paling menentukan bagi struktur yang ditinjau, dan nilainya tidak perlu diambil lebih dari 1,00 m/s
- $k_1$  = koefisien yang bergantung pada kekakuan struktur

keran induk, yang untuk keran induk dengan struktur rangka, pada umumnya nilainya dapat diambil sebesar 0,6

$k_2$  = koefisien yang bergantung pada sifat mesin angkat dari keran angkatnya, dan diambil sebesar 1.3

Jadi beban yang bekerja pada balok adalah :

$$\begin{aligned} P &= \Sigma R \cdot \Psi = (10200 + 7000) \times (1 + 0,6 \times 1,3 \times 1) \\ &= 17200 \times 1,78 \\ &= 30616 \text{ kg} \end{aligned}$$

#### 4.13.3 Pembebanan Balok Penggantung Lift

Beban Mati ( $q_d$ ) :

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri balok} &= 0,40 \times 0,60 \times 2400 \\ &= 576 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat beton} &= 0,15 \times 3 \times 2400 \\ &= 1080 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat aspal (t = 2cm)} &= 2 \times 3 \times 14 \\ &= 84 \text{ kg/m} \\ q_d &= 1740 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban Hidup ( $q_l$ ) :

$$q_l = 250 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban berfaktor } q_u &= 1,2 q_d + 1,6 q_l \\ &= 1,2 \times 1740 + 1,6 \times 250 \\ &= 2488 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Beban terpusat lift } P = 30616 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} q_u L + \frac{1}{2} P \\ &= \frac{1}{2} 2488 \times 3 + \frac{1}{2} 30616 \\ &= 19040 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} q_u L^2 + \frac{1}{4} \times 30616 \times 3 \\ &= \frac{1}{8} 2488 \times 3^2 + \frac{1}{4} \times 30616 \times 3 \\ &= 25761 \text{ kgm} \end{aligned}$$

#### 4.13.4 Penulangan Balok Penggantung Lift

Data perencanaan:

$$f'_c = 40 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 f_y &= 400 \text{ MPa} \\
 \text{Tulangan balok diameter (D)} &= 20 \text{ mm} \\
 \text{Tulangan sengkang diameter (D)} &= 10 \text{ mm} \\
 b &= 40 \text{ cm} \\
 h &= 60 \text{ cm} \\
 d' &= h' + \emptyset_{\text{sengkang}} + \frac{1}{2} \emptyset_{\text{tul. utama}} \\
 &= 40 + 10 + \frac{1}{2} 22 = 61 \text{ mm} \\
 d &= 600 - 61 = 539 \text{ mm} \\
 \rho_{\min} &= 1.4/f_y = 1.4/400 = 0.0035 \\
 \rho_{\min} &= 0.25 \sqrt{f'_c/f_y} = 0.25 \sqrt{40/400} = 0.00395 \\
 \beta_1 &= 0.764 \\
 m &= f_y/0.85 f'_c = 400/(0.85 \times 40) = 11.764
 \end{aligned}$$

### Perhitungan Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{0.9 b d x^2} = \frac{257610000}{0.9 \times 300 \times 539^2} = 3.284 \text{ N/mm} \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{F_y}} \right) = \frac{1}{15.6863} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (11.764) 3.284}{400}} \right) \\
 &= 0.00865 > \rho_{\min} = 0.00342 \rightarrow \rho = 0.00865 \\
 \text{As Perlu} &= \rho \times b \times d = 0.00865 (300) 539 \\
 &= 1398.705 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan 4D22 (As = 1521.143 mm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - 2\emptyset_{\text{sengkang}} - 2.\text{decking} - n\emptyset_{\text{tul. utama}}}{\frac{n-1}{4-1}} \geq 25 \text{ mm} \\
 &= \frac{400 - 2 \times 10 - 2 \times 40 - 4 \times 22}{4-1} = 70.67 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### Perhitungan Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 19040 \text{ kg} = 190400 \text{ N} \\
 V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 1/6 \sqrt{40} (300) 539 \\
 &= 170446.765 \text{ N} \\
 \emptyset V_c &= 0.6 \times 170446.765 \\
 &= 102268.06 \text{ N} \\
 \emptyset V_{s \min} &= 0.6 (1/3) / 300 (539) \\
 &= 32340 \text{ N} \\
 \emptyset V_c + \emptyset V_{s \min} &= 134608.06 \text{ N}
 \end{aligned}$$



$$\phi \frac{2}{3} b w d \sqrt{f_c} = 0,6 \frac{2}{3} 400(539) \sqrt{40} = 545429,65 \text{ N}$$

$$\phi V_c + \phi \frac{2}{3} b w d \sqrt{f_c} = 647697,71 \text{ N}$$

$\phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u \leq \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c} . b w . d)$  □ perlu tulangan geser.

Syarat  $s_{\max} < d/2 = 539/2 = 269,5 \text{ mm}$  dan  $s_{\max} < 600 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157.07 \text{ mm}^2$$

Pasang  $\phi 10 - 150 \text{ mm}$

Kontrol  $V_s$  pakai

$$V_s \text{ pakai} = \frac{A_v . f_y . d}{s} = \frac{157.07 \times 400 \times 539}{150} = 225761,9 \text{ N} > V_s$$

Sehingga untuk perencanaan penulangan balok penggantung lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

Tulangan lentur : 4 D 22

Tulangan geser  $\phi 10 - 150$

#### 4.13.5 Penulangan Balok Penumpu Lift

Perencanaan penulangan balok penumpu lift digunakan tulangan lentur dan tulangan geser dengan perincian sebagai berikut :

Tulangan lentur : 4 D 22

Tulangan geser  $\phi 10 - 150$

Detail penulangan balok penggantung lift dan penumpu lift dapat dilihat pada gambar 4.10

### 4.14 Penulangan Balok

#### 4.14.1 Penulangan Lentur Balok

Gaya-gaya yang digunakan untuk melakukan perhitungan pada penulangan balok didapatkan dari analisa struktur yang dilakukan pada program SAP2000. Momen terbesar yang terjadi pada setiap jenis balok dapat dilihat pada tabel 4.26. Berikut adalah contoh penulangan lentur balok A'2.



Diameter tulangan lentur (D)	: 16 mm
Diameter tulangan geser (D)	: 13 mm
Mutu Tulangan ( $f_y$ )	: 400 Mpa
Mutu sengkang ( $f_y$ )	: 400 Mpa
Mutu beton ( $f'_c$ )	: 30 Mpa
d	: $450 - 40 - 13 - \frac{16}{2} = 389$

- Menentukan harga  $\beta_1$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{30 - 28}{7} \right) = 0,83571$$

- Menentukan batasan harga tulangan dengan menggunakan rasio tulangan yang disyaratkan.

Mencari  $\rho$  minimum

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} = 0,003423$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

dari kedua harga tersebut, diambil harga terbesar 0,0035

- Menentukan harga m

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

- Menentukan  $M_n$  dan  $R_n$  yang digunakan

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{21071,01}{0,9} = 23412,23$$

$$R_n = \frac{Mu}{0,9 b d^2} = \frac{21071,01 (10000)}{0,9 (1000) 387^2} = 1,7369$$

- Menentukan rasio tulangan yang dibutuhkan

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m R_n}{F_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 (15,686) 1,7369}{400}} \right)$$

$$\rho = 0,004501 > \rho_{\min} \rightarrow \rho \text{ pakai} = 0,004501$$

- Menentukan luas tulangan ( $A_s$ ) yang di perlukan

$$A_s \text{ Perlu} = \rho \times b \times d = 0,004501 (300) 387 \\ = 522,582 \text{ mm}^2$$

- Menentukan jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{522,582}{3,14 (8^2)} = 2,58 \rightarrow 3 \text{ buah}$$

- Kontrol faktor reduksi

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{522,582 (400)}{0,85 (30) 300} = 27,173$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{27,173}{0,83571} = 32,52$$

$$e_t = 0,003 \left( \frac{d}{c} - 1 \right) = 0,003 \left( \frac{389}{32,52} - 1 \right)$$

$$= 0,033 > 0,05 \rightarrow \text{terkontrol Tarik } \phi = 0,9$$

Jumlah tulangan lentur pada tiap balok dapat dilihat pada tabel 4.27

Tabel 4.27 Jumlah Tulangan Lentur Pada Balok

Balok	Kesimpulan Penulangan Lentur			
	Tumpuan +	Tumpuan -	Lapangan +	Lapangan -
A1	3D16	3D16	3D16	3D16
A2	3D16	6D16	3D16	3D16
A3	3D16	3D16	3D16	3D16
A4	2D16	2D16	2D16	2D16
A5	4D16	4D16	4D16	4D16
A6	6D25	6D25	3D25	3D25
B1	2D16	2D16	2D16	2D16

#### 4.14.2 Penulangan Geser Balok

Perhitungan tulangan geser dipengaruhi beban gempa dihitung dari kapasitas balok yang memikul momen probable. Menurut SNI 2847-2013 pasal 21.3 gaya geser rencana  $V_e$  harus ditentukan dari peninjauan gaya statik pada bagian tumpuan. Momen-momen dengan tanda berlawanan sehubungan dengan kuat lentur maksimum  $M_{pr}$ , harus dianggap bekerja pada muka-

muka tumpuan, dan komponen struktur tersebut dibebani penuh beban gravitasi terfaktor serta  $V_e$  harus nilai terbesar dari nilai gempa arah kekanan dan ke kiri. Besarnya momen probable juga dipengaruhi desain kemampuan tulangan lenturnya. Harga momen probable dapat dicari dengan rumus berikut.

$$a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f'_c b}$$

$$M_{pr} = A_s (1,25 F_y) \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Penghitungan momen probable pada balok A'1 dapat dilihat pada tabel 4.28

Tabel 4.28 Perhitungan Momen Probable

Balok	Tulangan Lentur		a (mm)		m <sub>pr</sub> (Kgm)	
	Tumpuan +	Tumpuan -	Tumpuan +	Tumpuan -	Tumpuan +	Tumpuan -
A1	3D16	3D16	39.4397759	39.4397759	11141.709	11141.70852
A2	3D16	6D16	39.4397759	78.8795518	11141.709	21093.46267
A3	3D16	3D16	47.3277311	47.3277311	8005.5702	8005.570228
A4	2D16	2D16	31.5518207	31.5518207	3484.2788	3484.278832
A5	4D16	4D16	39.4397759	39.4397759	20889.897	20889.89708
A6	6D25	6D25	192.577031	192.577031	20361.513	20361.51336
B1	2D16	2D16	31.5518207	31.5518207	5495.7074	5495.707403

Dari perhitungan pembebanan didapat beban terbagi rata pada pelat lantai :

Beban mati x faktor pembebanan:

$$364 \times 3 \times 1,2 = 1310,4 \text{ kg/m}$$

Beban hidup x faktor pembebanan:

$$250 \times 3 \times 1,6 = 1200 \text{ kg/m}$$

Berat balok x faktor pembebanan:

$$0,45 \times 0,3 \times 2400 \times 1,2 = 388,8 \text{ kg/m}$$

+ \_\_\_\_\_

$$W_u = 2899,2 \text{ kg/m}$$

Perhitungan gaya geser akibat gaya gempa kiri dan kanan baik yang bertanda + maupun - memiliki nilai yang sama, maka dihitung salah satu sisi saja.

$$V_{ekn1} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} - \frac{W_u \times L_n}{2}$$

$$V_{ekn1} = \frac{11141,708 + 1141,708}{5 - 2(0,5 \times 0,6)} - \frac{2899,2 \times (5 - 2(0,5 \times 0,6))}{2} = -1313,82 \text{ kg}$$

$$V_{ekn2} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} + \frac{W_u \times L_n}{2}$$

$$V_{ekn2} = \frac{11141,708 + 1141,708}{5 - 2(0,5 \times 0,6)} + \frac{2899,2 \times (5 - 2(0,5 \times 0,6))}{2} = 11442,65 \text{ kg}$$

$$V_{ekn} = 11442,65 \text{ kg}$$

Pemasangan tulangan geser balok di daerah sendi plastis:

Tulangan transversal untuk memikul geser dengan menganggap  $V_c = 0$ , bila:

1. Gaya geser akibat gempa ( $M_{pr}$ )  $> 0,5 \times$  total gaya geser akibat kombinasi gempa dan gravitasi

$$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} = \frac{11141,708 + 1141,708}{5 - 2(0,5 \times 0,6)} = 5064,41 > 0,5 \times 11442,65 = 5721,325 \rightarrow \text{not oke}$$

2. Gaya aksial tekan  $< 0,2 \times A_g \times f'_c$

$$44123,7 \text{ N} < 0,2 \times 450 \times 300 \times 30 = 810000 \text{ N} \rightarrow \text{oke}$$

Dari kedua syarat diatas terdapat bahwa pada syarat no 2, ditemukan bahwa gaya aksial pada balok  $< 0,2 \times A_g \times f'_c$ . sehingga dalam tulangan geser  $V_c \neq 0$  sehingga  $V_s$  perlu

$$V_s \text{ perlu} = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_c = \frac{b \times d \times \sqrt{f'_c}}{6} = \frac{300 \times (389) \times \sqrt{30}}{6} = 10653,203 \text{ Kg}$$

$$V_s \text{ perlu} = \frac{11442,65}{0,75} - 10653,203 = 4603,666 \text{ Kg}$$

Direncanakan sengkang 2 kaki D 13 mm

Jarak maksimum antar sengkang tertutup tidak boleh melebihi SNI 2847-2013 pasal 21.5.3.2:

1.  $d/4 = 389/4 = 97,75 \text{ mm}$
2.  $8 \times D \text{ lentur} = 8 \times 16 = 126 \text{ mm}$
3.  $24 \times D \text{ geser} = 24 \times 13 = 312 \text{ mm}$
4. 300 mm

Dari jarak yang sudah dihitung, diambil jarak sengkang  $S = 60 \text{ mm}$

$$A_v = 2 \times \pi \times D^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 265,57 \text{ mm}^2$$

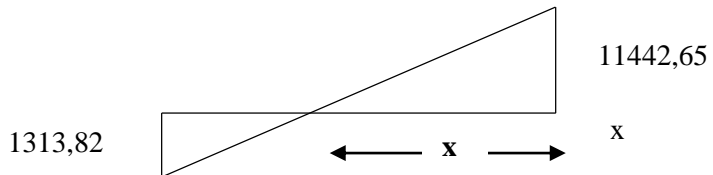
$$V_s \text{ pakai} = A_v \times f_y \times d / S = 265,57 \times 400 \times 289 / 60$$

$$= 51166,7619 \text{ N} > V_s \text{ perlu} = 4603,666 \text{ Kg} \rightarrow \text{oke}$$

Senggang dipasang sepanjang  $2h = 2 \times 350 = 700 \text{ mm}$  dari muka kolom. Senggang pertama dipasang 50 mm dari muka kolom di kedua ujung balok. Control kuat geser dimana  $V_s$  tidak boleh lebih besar dari  $V_s \text{ maks}$ .

$$V_s \text{ maks} = 0,66 \sqrt{f'c} b w d = 0,66 \sqrt{30} \times 250 \times 289 = 26118,15015 \text{ N} > V_s = 4603,666 \text{ Kg oke}$$

Pemasangan tulangan geser balok di luar daerah sendi plastis:



$$\frac{11442,65}{x} = \frac{1313,82}{(4 - 2x(0,5 \times 0,3)) - x}$$

$$x = 3.9463 \text{ m}$$

$$\frac{11032,4171}{3,073} = \frac{V_u}{3,073 - 0,7}$$

$$V_u = 8833,37 \text{ Kg}$$

Sehingga untuk senggang diluar sendi plastis digunakan  $V_u = 8833,37 \text{ Kg}$

$$V_c = \frac{b d \sqrt{f'c}}{6} = \frac{300 (389) \sqrt{30}}{6} = 10653,203 \text{ Kg}$$

$$V_s \text{ perlu} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{8833,37}{0,75} - 10653,20 = 1124,62 \text{ Kg}$$

Digunakan senggang 2D 13

Jarak maksimum antar senggang tidak boleh melebihi:

$$d/2 = 144,5 \text{ mm sehingga diambil jarak } S = 180 \text{ mm}$$

$$A_v = 2 \times x \times \pi \times D^2 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 = 265,57 \text{ mm}^2$$

$$V_s \text{ pakai} = A_v \times f_y \times d / S = 265,57 \times 400 \times 289 / 180 = 22957,17 \text{ N} > V_s \text{ perlu} = 1124,62 \text{ N} \rightarrow \text{OK}$$

Pemasangan tulangan geser untuk tiap balok dapat dilihat pada tabel 4.29.

Tabel 4.29 Pemasangan Tulangan Geser

Balok	Kesimpulan Penulangan Geser	
	Sendi Plastis	Lapangan
A1	2D13-60	2D13-180
A2	2D13-60	2D13-180
A3	2D13-60	2D13-140
A4	2D13-45	2D13-90
A5	2D13-120	2D13-260
A6	4D13-50	4D13-100
B1	2D13-70	2D13-140

#### 4.14.3 Penulangan Torsi Balok

Perencanaan torsi didasarkan SNI 2847-2013 pasal 11.5.1 yaitu pengaruh punter dapat diabaikan jika momen punter terfaktor  $T_u$  memenuhi syarat sebagai berikut:  $T_u$  kurang dari

$$\phi 0,083 \lambda \sqrt{f'c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$$

$A_{cp}$  = Luas penampang keseluruhan

$P_{cp}$  = keliling penampang keseluruhan

$\lambda$  = 1 untuk beton normal (SNI 2847-2013 pasal 8.6.1)

$\phi$  = 0,75 (faktor reduksi beban torsi SNI2847-2013 pasal 9)

Untuk menentukan harga torsi yang akan digunakan dalam perhitungan, digunakan program bantu SAP 2000, didapat dari SAP untuk balok A'3:

Torsi = 39,49 kgm

$$T_n = \frac{T_u}{\phi} = \frac{39,49}{0,75} = 52,65 \text{ kgm} = 526536 \text{ Nmm}$$

$$ACP = 250 \times 350 = 87500 \text{ mm}^2$$

$$PCP = 2 \times (350+250) = 1200 \text{ mm}$$

$$0,75 \times 0,083 \times 1 \sqrt{30} \frac{87500^2}{1200} = 2175379 > 526536 \text{ oke}$$



#### 4.14.4 Pemutusan Tulangan Balok

Dibawah ini akan dihitung lokasi penghentian tulangan negatif pada balok A1. Pada tumpuan, tulangan pada lapisan atas adalah 3D16 dan lapisan bawah 3D16

Agar diperoleh panjang penghentian terbesar, maka digunakan kombinasi  $0.9D + M_{pr}$  pada ujung komponen. Kuat momen nominal ( $\phi M_n$ ) dari 3D16 (Lapangan) adalah 26214.31 kgm.

Karena itu penulangan tumpuan boleh dihentikan bila kuat momen perlu sudah memenuhi 26214.31 kgm

Jarak penampang dengan  $M_n = 26214,31$  kgm dihitung sebagai berikut :

$$M_{pr} (3D16) = 11141,708 \text{ kgm}$$

$$M_{pr} (3D16) = 11141,708 \text{ kgm}$$

$$Q (0.9 D) = 982,8 \text{ kg/m}$$

$$982,8 \frac{1}{2} x^2 - 13598,70852x + 11141,708 = 25056.045$$

$$x = 1,0797 \text{ m}$$

Sehingga dipakai panjang pemutusan sebesar 1.1 m.

Panjang 1.1 m ini harus lebih panjang dari panjang penyaluran (SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.3) yang dihitung dengan rumusan :

$$\frac{L_d}{d_b} = \frac{F_y}{1,1\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s}{\frac{c+k_{tr}}{d_b}}$$

Dimana:

$$\psi_t = 1,3$$

$$\psi_e = 1 \quad K_{tr} = 0$$

$$\psi_s = 1 \quad \lambda = 1$$

c = faktor yang mewakili sisi penutup terkecil

$$= 40 + 13 (0,5) = 46,5 \text{ mm}$$

Digunakan c = 46,5 mm

$$L_d = \frac{400}{1,1(1) \sqrt{30}} \frac{1,3 (1) (1)}{\frac{46,5+0}{16}} 16 = 475,15$$

Sehingga diambil panjang penyaluran = 0.5 m dan panjang titik putus 3D16 dipasang sepanjang 1.5 m dari muka kolom.

Tulangan longitudinal yang masuk dan berhenti dalam kolom tepi yang terkecil dan harus berupa panjang penyaluran dengan kait 90 derajat, ldh diambil lebih besar dari :

$$8 \text{ db} = 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$$

$$\text{atau } f_y \text{ db } 5.4 \sqrt{f'_c} = 400 \text{ } 255.4 \sqrt{30} = 292.803 \text{ mm}$$

Sehingga diambil  $l_{dh} = 300 \text{ mm}$  masuk kedalam kolom dengan panjang kait  $12 \text{ db} = 300 \text{ mm}$  sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 9.1.2

#### 4.15 Perencanaan Kolom

Kolom merupakan struktur utama yang berfungsi memikul seluruh beban yang diterima struktur, baik dari struktur sekunder maupun balok induk dan berfungsi meneruskan beban yang diterima ke pondasi. Analisa kolom yang ditampilkan pada laporan ini yaitu kolom interior yang berada pada lantai dasar.

Data –data umum perencanaan kolom:

Dimensi : 80/80

Tebal decking ( $d'$ ) : 40 mm SNI 03-2847-2013 ps (7.7)

Tulangan longitudinal : 22 mm

Tulangan sengkang : 16 mm

Mutu tulangan ( $f_y$ ) : 400 MPa

Mutu beton ( $f'_c$ ) : 40 MPa

Tinggi lantai : 600 cm

Berdasarkan hasil perhitungan SAP 2000 didapat gaya aksial dan momen yang bekerja pada kolom seperti terlihat pada tabel 4.30.

Tabel 4.30 Gaya yang Terjadi Pada Kolom Lantai Dasar

Kombinasi	Aksial	Mu
	Kg	Kgm
1.4D	359152.8	1143.85
1.2D+1.6L	813591.4	1775.22
1.2D+1L+Qx	329223.1	148873.2
1.2D+1L-Qx	329223.1	148873.2
1.2D+1L+Qy	329223.1	148873.2
1.2D+1L-Qy	329223.1	148873.2

#### 4.15.1 Kontrol Dimensi kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.1 jika komponen struktur SRPMK menahan gaya tekan aksial terfaktor akibat sembarang kombinasi ialah sebesar  $\geq A_g \frac{f'_c}{10}$ , maka komponen struktur rangka ini harus juga memenuhi kondisi-kondisi sebagai berikut :

a. Dimensi penampang terpendek tidak boleh kurang dari 300 mm.

800 mm > 300 mm → OK

b. Rasio dimensi besar dari 0.4

Rasio  $b/h = 800/800 = 1 > 0.4 \rightarrow \text{oke}$

Dari hasil running program SAP 2000 didapatkan gaya aksial terfaktor terbesar adalah 768635.94 kg = 12646880 N

$$12646880 \text{ N} \geq 800 \times 800 \times \frac{40}{10}$$

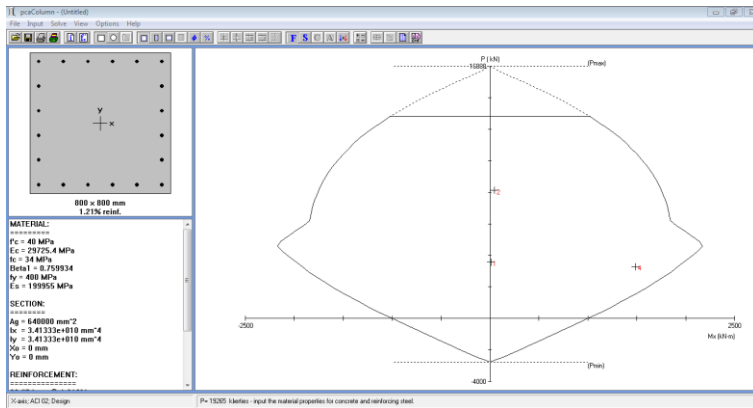
$$12646880 \text{ N} \geq 2560000 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

#### 4.15.2 Penulangan Longitudinal Kolom

Dari beban aksial dan momen yang terjadi, kemudian dilakukan perhitungan penulangan memanjang kolom menggunakan program bantu PCA COL. Dengan penulangan longitudinal 20D22 didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom seperti terlihat pada gambar 4.11

#### 4.15.3 Kontrol Rasio Tulangan Longitudinal Kolom

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 21.6, Luas tulangan memanjang,  $A_{st}$ , tidak boleh kurang dari 0,01  $A_g$  atau lebih dari 0,06  $A_g$ . Dari diagram interaksi yang dibuat oleh program PCACOL diperoleh Tulangan longitudinal : 20D22, dengan rasio tulangan = 1,21 % (OK).



Gambar 4.11 Grafik Interaksi antar Aksial dan Momen pada Kolom

#### 4.15.4 Kontrol Kapasitas Beban Aksial Kolom Terhadap Beban Aksial Terfaktor

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10.3.6.2 : kapasitas beban aksial kolom tidak boleh kurang dari beban aksial terfaktor hasil analisa struktur.

$$\phi P_n = 0.8 \phi (0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y (A_{st}))$$

Dimana:

$$P_u = 8135914,3 \text{ N}$$

$$\Phi = 0,65$$

$$A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 20 \frac{1}{4} \pi 22^2 = 7598,8 \text{ mm}^2$$

Sehingga:

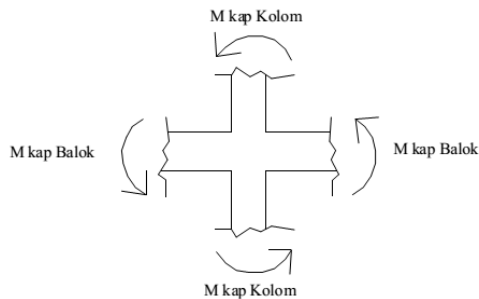
$$\phi P_n = 18193494.69 \text{ N} > P_u = 8135914,3 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

#### 4.15.5 Kontrol Strong Coloumn Weak Beam

Menurut SNI 2847:2013 Pasal 10 Sesuai dengan filosofi desain kapasitas , maka SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 mensyaratkan bahwa.

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$$

Dimana  $\Sigma M_{nc}$  adalah momen kapasitas kolom dan  $\Sigma M_{nb}$  merupakan momen kapasitas balok. Perlu dipahami bahwa  $M_{nc}$  harus dicari dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kuat lentur terendah, sesuai dengan arah gempa yang ditinjau yang dipakai untuk memeriksa syarat strong column weak beam. Ilustrasi kuat momen yang bertemu di HBK dapat dilihat pada gambar 4.12. Setelah kita dapatkan jumlah tulangan untuk kolom, maka selanjutnya adalah mengontrol apakah kapasitas kolom tersebut sudah memenuhi persyaratan strong kolom weak beam.



Gambar 4.12 Ilustrasi Kuat Momen yang Bertemu di HBK

$$\Sigma M_{nc} = \frac{M_{uc} + M_{uc}}{\phi} = \frac{148873,23 + 148873,23}{0,65} = 458071,4769 \text{ kg m}$$

Nilai  $M_g$  dicari dari jumlah  $M_{nb+}$  dan  $M_{nb-}$  balok yang menyatu dengan kolom didapat dari  $M_n$  di tabel penulangan balok. Diperoleh bahwa:

Balok A1

Balok A'2

$M_{nb+} = 9570,03 \text{ Kgm}$

$M_{nb+} = 21071,01 \text{ kgm}$

$M_{nb-} = 13247,7 \text{ kgm}$

$M_{nb-} = 38869,7 \text{ kgm}$

$M_{nb+} = (9570,03 + 21071,01) / 2 = 15320,52 \text{ kgm}$

$M_{nb-} = (13247,7 + 38869,7) / 2 = 26058,7 \text{ kgm}$

Sehingga

$\Sigma M_{nb} = ((15320,52 + 26058,7) / 0,9) = 45976,91111 \text{ kgm}$

Persyaratan Strong Column Weak Beam

$\Sigma M_{nc} \geq (1.2) \Sigma M_{nb}$

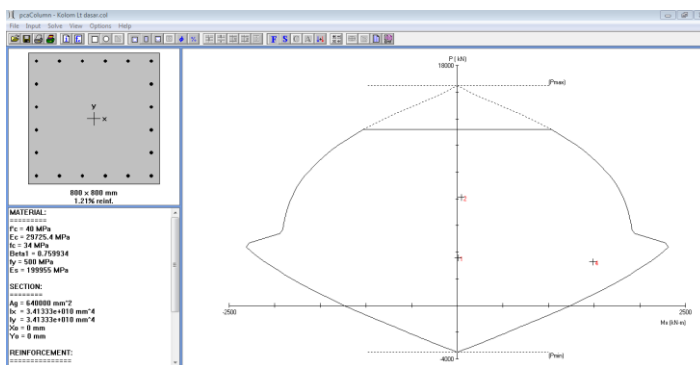
Maka ;

$$\sum M_{nc} = 458071,4769 \text{ kgm} > 1,2 \times 45976,9 = 55172,29333 \text{ kgm} \text{ (Ok)}$$

Sehingga memenuhi persyaratan “Strong Column Weak Beam”

#### 4.15.6 Kontrol Gaya Tekan Terhadap Gaya Geser Rencana

Gaya geser rencana,  $V_e$ , untuk menentukan kebutuhan tulangan geser kolom menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.5.1, harus ditentukan dari peninjauan terhadap gaya-gaya maksimum yang dapat dihasilkan di muka-muka pertemuan-pertemuan (joints) di setiap ujung komponen struktur. Gaya-gaya joint ini harus ditentukan menggunakan kekuatan momen maksimum yang mungkin,  $M_{pr}$ , di setiap ujung komponen struktur yang berhubungan dengan rentang dari beban aksial terfaktor,  $P_u$ , yang bekerja pada komponen struktur. Geser komponen struktur tidak perlu melebihi yang ditentukan dari kekuatan joint berdasarkan pada  $M_{pr}$  komponen struktur transversal yang merangka ke dalam joint. Dalam semua kasus  $V_e$  tidak boleh kurang dari geser terfaktor yang ditentukan oleh analisis struktur. Didapatkan diagram interaksi antara aksial dan momen pada kolom seperti terlihat pada gambar 4.13.



Gambar 4.13 Grafik Interaksi Aksial dan Momen pada kolom dengan  $f_s = 1,25 f_y$

$$M_{pr} = M_b = 2326 / 0,65 = 3578,461 \text{ kNm}$$

Bila dianggap  $M_{pr}$  yaitu momen balance kolom interior diatas dan dibawah lantai 1 sama besar maka :

$$V_e = (2 \times M_{pr}) / l_n$$

$$= (2 \times 3578,461) / (6-0,45) = 1289.53 \text{ kN}$$

Perhitungan  $M_{pr}$  balok :

$M_{pr}$  balok yang digunakan adalah  $M_{pr}$  yang saling berlawanan arah. Pada perhitungan ini digunakan  $M_{pr}$  dari balok di satu sisi HBK dan  $M_{pr+}$  dari sisi HBK lainnya dengan menganggap momen lentur diatas dan bawah kolom yang mendukung lantai 1 berbanding kebalikan dengan tinggi masing-masing (l1 dan l2) kolom, maka akan diperoleh gaya geser rencana berdasarkan  $M_{pr}$  balok sebagai berikut :

$$M_{pr+} = 153,2052 \text{ kNm}$$

$$M_{pr-} = 260,587 \text{ kNm}$$

$$V_u = 2 \frac{M_{pr(+)} + M_{pr(-)}}{L_1} + \frac{L_1}{L_1 + L_2}$$

$$V_u = 2 \frac{153,2052 + 260,587}{6} + \frac{6}{6+6}$$

$$V_u = 68,965 \text{ Kn}$$

#### 4.15.7 Pengekangan Kolom

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.6, ujung-ujung kolom sepanjang  $l_o$  harus dikekang oleh tulangan transversal (Ash) dengan spasi sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.6

$$l_o \geq h = 800 \text{ mm}$$

$$\geq 1/6 \times \text{tinggi bersih kolom} = 1/6 \times 6000 = 1000 \text{ mm}$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

dimana  $s$  tidak boleh lebih besar dari :

$$1/4 \text{ dimensi terkecil kolom} = 1/4 \times 800 = 200 \text{ mm}$$

$$6 \times d_b = 6 \times 32 = 192 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - h \times 3}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - 0.5 (800 - 2 \times (0.5 \times 40))}{3} \right)$$

$$= 90 \text{ mm}$$

Dimana  $S_o$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

Maka dipakai jarak sengkang ( $s$ ) = 100 mm

Ash min sesuai SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 diperoleh dari nilai terbesar dari hasil rumus berikut:

$$Ash = 0,3 \frac{S_{bc} f_{rc}}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$Ash = 0,09 \frac{S_{bc} f_{rc}}{f_{yt}}$$

Dimana:

$S$  = jarak spasi tulangan transversal (mm)

$B_c$  = dimensi potongan melintang dari inti kolom, diukur dari pusat ke pusat dari tulangan pengekang (mm)

$A_g$  = luasan penampang kolom (mm)

$A_{ch}$  = luasan penampang kolom diukur dari daerah terluar tulangan transversal (mm)

$F_{yh}$  = kuat leleh tulangan transversal (MPa)

Dengan asumsi:

$$s = 100 \text{ mm}$$

$$bc = b - 2d' - ds = 800 - 2(20) - 40 = 720 \text{ mm}$$

$$A_g = 800 \times 800 = 640000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} = (800-40)^2 = 577600 \text{ mm}^2$$

$$f_{yh} = 400 \text{ MPa}$$

$$Ash = 0,3 \frac{100 (720) 40}{400} \left( \frac{640000}{577600} - 1 \right) = 233,351 \text{ mm}^2$$

$$Ash = 0,09 \frac{100 (720) 40}{400} = 648 \text{ mm}^2$$

Sehingga digunakan 3D20-100 ( $Ash = 942,857 \text{ mm}^2$ )  $> 491.4 \text{ mm}^2$

Mengingat beban aksial terfaktor kolom minimal  $12646880 \text{ N} \geq 2560000 \text{ N}$ , maka  $V_c$

$$V_c = \left( 1 + \frac{Nu}{14 A_g} \right) \frac{\sqrt{f'_{rc}}}{6} b_w d$$

$$V_c = \left( 1 + \frac{12646880}{14 \cdot 640000} \right) \frac{\sqrt{40}}{6} 800 \cdot 720 = 1480417,335 \text{ N}$$

Dipakai tulangan 3D20 – 100 mm ( $A_v = 942,857 \text{ mm}^2$ )

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} = \frac{942,857 \cdot 400 \cdot 720}{100} = 2715428,16 \text{ N}$$



Maka :

$$\phi(V_s + V_c) > V_u$$

$$0.65 (2715428,16 + 1480417,335) > 825340 \text{ N}$$

$$2727299,569 \text{ N} > 825340 \text{ N} \rightarrow (\text{OK})$$

Ini membuktikan bahwa Ash sudah cukup menahan geser.

Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.5, sisa panjang kolom diluar sendi plastis tetap harus dipasang tulangan transversal dengan tidak lebih dari :

$$6 \times d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

Maka dipakai  $s = 130 \text{ mm}$ .

#### 4.15.8 Panjang Lewatan Sambungan

Sambungan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan yang ditentukan berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 12.2.2, sebagai berikut :

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 \sqrt{f'_c}} \geq 0,04 d_b f_y$$

$$l_d = \frac{22 \cdot 400}{4 \sqrt{40}} \geq 0,04 \cdot 22 \cdot 400$$

$$347,875 \text{ mm} \geq 352 \text{ mm}$$

Sehingga panjang lewatan yang digunakan adalah 400 mm

#### 4.15.9 Kontrol Kebutuhan Tulangan Torsi

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.5.2.2, pengaruh puntir untuk struktur non-prategang yang dibebani tarik atau tekan aksial dapat diabaikan bila nilai momen puntir kurang dari :

$$N_u = 12646880 \text{ N}$$

$$T_u = 7850900 \text{ Nmm}$$

$$T_n = \phi 0,33 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0,33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 0,65 \cdot 0,33 \sqrt{40} \frac{640000^2}{3200} \sqrt{1 + \frac{12646880}{0,33 \sqrt{40}}}$$

$$T_n = 427451680461,19 \text{ Nmm}$$

$$T_n > T_u$$

$$427451680461,19 \text{ Nmm} > 7850900 \text{ Nmm}$$

Maka tulangan torsi diabaikan.

#### 4.16 Perencanaan Hubungan Balok Kolom

Sesuai dalam ketentuan yang telah diatur oleh SNI bahwa suatu joint telah diatur secara lengkap dalam SNI 03-2847-2013 pasal 21.7 yaitu mengenai joint rangka momen khusus. Dimana dalam suatu joint telah dijelaskan dalam pasal 21.7.3.2 bahwa komponen struktur merangka kedalam semua empat sisi joint bilamana setiap lebar komponen struktur adalah paling sedikit ( $\frac{3}{4}$ ) lebar kolom harus dipasang tulangan transversal sedikitnya setengah dari yang diisyaratkan oleh SNI 03-2847-2013 pasal 21.6.4.4 (a) dan (b) dan s lebih kecil dari 150 mm.

Kekuatan geser nominal ( $V_n$ ) untuk beton berat normal dalam SNI pasal 21.7.4 telah disebutkan bahwa  $V_n$  joint tidak boleh diambil lebih besar dari nilai yang ditetapkan sebagai berikut:

Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada semua empat muka seperti terlihat pada gambar 4.14, maka:

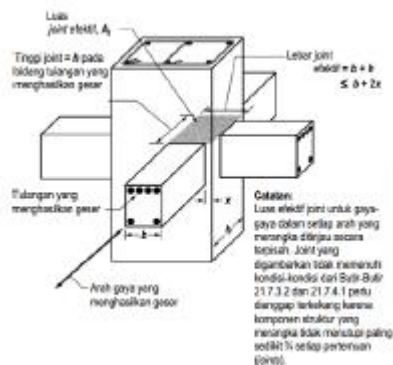
$$V_n = 1.7 \times \sqrt{f'_c} A_j$$

Untuk *joint* yang terkekang oleh balok-balok pada tiga muka atau pada dua muka yang berlawanan,

$$V_n = 2 \times \sqrt{f'_c} A_j$$

Untuk kasus-kasus lainnya,

$$V_n = 1 \times \sqrt{f'_c} A_j$$



Gambar 4.14 Gambar Hubungan Balok Kolom

Pada perencanaan hubungan balok kolom terdapat beberapa jenis hubungan balok kolom seperti terlihat pada tabel 4.31.

Tabel 4.31 Tipe HBK

Tipe	Sisi Terkekang	Pengekang			
		1	2	3	4
A	2	A1	A'2		
B	2	A'2	A'2		
C	2	A'2	A'3		
D	2	A'3	A'3		
E	3	A'2	A1	A1	
F	4	A1	A1	A'2	A'2
G	4	A1	A1	A'2	A'3
H	4	A1	A1	A'3	A'3

#### 4.16.1 Tulangan Transversal Pada HBK

Terdapat beberapa jenis kolom, sehingga pada perhitungan hubungan balok kolom diambil salah satu jenis kolom pada salah satu tipe hubungan balok kolom (Tabel 4.32)

Tabel 4.32 HBK Tipe Kolom F 800x800

	H	B	3/4H	B>3/4H
K	800	800		
A1	450	300	337.5	Tidak
A'2	450	300	337.5	Tidak

Pada hubungan balok kolom tipe A tersebut bertemu 4 balok, tetapi menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.7.3.2, balok tersebut belum dikategorikan mengekang kolom karena tidak memenuhi persyaratan yang ada sehingga digunakan tulangan sengkang tertutup praktis dengan menggunakan  $A_{sh}$  ujung kolom untuk HBK yaitu 3D20-100 mm. untuk tipe kolom lainnya digunakan tulangan sengkang seperti terlihat pada tabel 4.33.

Tabel 4.33 Tulangan Pada HBK

Kolom	Tulangan Senggang
K 800	3D20-100
K 800'	3D20-100
K 600	2D20-100
K 600'	2D20-100

#### 4.16.2 Cek Geser HBK

Pada data hubungan balok kolom tipe A yang telah disebut diatas, didapat dimensi hbk, yaitu:

$$b(\text{balok}) = 300 \text{ mm}$$

$$h(\text{kolom}) = 800 \text{ mm}$$

sehingga :

$$A_j = b \times h = 240000 \text{ mm}^2$$

$$F'_c = 40 \text{ Mpa}$$

$$V_n = 1 \times \sqrt{f'_c} \times A_j = 1 \times \sqrt{40} \times 240000$$

$$V_n = 1517893,277 \text{ N (Kuat Geser)}$$

Dari analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000 didapatkan, nilai gaya geser terbesar adalah

$$20128,75 \text{ Kg} = 201287,5 \text{ N}$$

$$V_n \text{ hbk} > V_u \text{ SAP}$$

$$1517893,277 \text{ N} > 201287,5 \text{ N} \rightarrow \text{oke}$$

Kuat geser hubungan balok kolom lebih besar daripada kuat geser yang terjadi, sehingga hubungan balok kolom tipe A memenuhi persyaratan. Dengan menggunakan perhitungan yang sama untuk semua tipe hubungan balok kolom, didapatkan hasil semua hubungan balok kolom yang direncanakan memenuhi persyaratan.

#### 4.17 Perencanaan Dinding Geser

Dinding geser yang akan direncanakan memiliki tiga tipe, pada sub bab ini akan membahas perencanaan dinding geser tipe 1 dengan data sebagai berikut:

Tebal dinding : 30 cm

Tebal decking	: 40 mm
Tulangan	: 22 mm
d'	: 260 mm
Mutu tulangan (fy)	: 400 MPa
Mutu beton (f'c)	: 40 MPa
Tinggi lantai	: 600 cm
Lebar dinding	: 300 cm

Berdasarkan hasil perhitungan SAP didapat gaya yang bekerja pada kolom, yaitu :

Gaya aksial : 9611,4 kN

Momen : 32321kNm

Gaya geser : 1261,42 kN

#### 4.17.1 Kontrol Ketebalan Minimum Dinding Geser

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 14.5.3, ketebalan dinding tidak boleh kurang dari :

$$1. \lambda c = \frac{1}{25} 6000 = 240 \text{ mm} < 300 \text{ mm (OK)}$$

$$2. 100 \text{ mm} < 300 \text{ mm (OK)}$$

Jadi, ketebalan shear wall 300 mm sudah memenuhi persyaratan.

#### 4.17.2 Kontrol Dimensi Penampang Terhadap Gaya Geser

Kontrol dimensi penampang dinding geser terhadap gaya geser, tidak boleh diambil melebihi  $0,83Acv\sqrt{f'c}$

$$V_u < 0,83Acv\sqrt{f'c}$$

$$1261,42 \text{ kN} < 0,83 (300 \times 4000) \sqrt{40/10}$$

$$1261,42 \text{ kN} < 9448,885 \text{ kN} \rightarrow \text{(OK)}$$

#### 4.17.3 Penulangan Geser Dinding Geser

Terdapat dua kondisi berdasarkan SNI 03-2847-2013 untuk menentukan jumlah lapisan tulangan pada dinding, yaitu :

1. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.2.2 : bahwa sedikitnya harus dipasang dua lapis tulangan pada dinding apabila gaya geser terfaktor melebihi

$$0,17 \times Acv \times \sqrt{f'c}$$

$$V_u < 0.17 \times 300 \times 6000 \times \sqrt{40/10}$$

$$1261,42 \text{ N} < 806,380 \text{ Kn}$$

2. Berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 14.3.4 : bahwa pada dinding yang mempunyai ketebalan lebih besar dari 250 mm, kecuali dinding ruang bawah tanah harus dipasang dua lapis tulangan.

$$300 \text{ mm} > 250 \text{ mm}$$

Berdasarkan peraturan SNI 03-2847-2013, penulangan pada dinding geser menggunakan dua lapis tulangan.

#### 4.17.4 Penulangan Geser Dinding Geser Vertikal dan Horizontal

Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.4.1, kuat geser dinding struktural dikatakan mencukupi apabila dipenuhi kondisi berikut :

$$V_u < \phi V_n$$

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y]$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{6}{6} = 1 ; \text{ maka digunakan } \alpha_c = 0.25$$

Dinding geser direncanakan dengan menggunakan tulangan geser 2 D 16 ( $A_s = 402.12 \text{ mm}^2$ ) dengan  $s = 200 \text{ mm}$  pada arah vertikal dan horizontal.

$$\rho_n = \frac{A_s}{d \times s} = \frac{2 \times 14 \times \pi \times 16^2}{260 \times 200} = 0.0077$$

$$V_n = 300 \times 4000 [0.17\sqrt{40} + 0.0077 \times 400] = 5002122 \text{ N}$$

$$V_u < V_n$$

$$1261,42 \text{ kN} < 5002.122 \text{ kN} \rightarrow \text{oke}$$

#### 4.17.5 Kontrol Rasio tulangan vertikal dan horizontal

- Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9.4 : rasio tulangan vertikal ( $\rho_l$ ) tidak boleh kurang dari 0.0025
- Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9.2 : rasio tulangan horizontal ( $\rho_t$ ) tidak boleh kurang dari 0.0025

Dipakai tulangan vertikal dan horizontal 2Ø16 ( $A_s = 402.12 \text{ mm}^2$ ) dengan rasio tulangan:

$$p_n = \frac{A_s}{d' \times s} = \frac{2 \times 14 \times \pi \times 16^2}{260 \times 200} = 0,0077 > 0,0025$$

#### 4.17.6 Kontrol Spasi Tulangan Vertikal dan Horizontal

- Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.1 : spasi tulangan vertikal dan horizontal tidak boleh lebih dari 450 mm.  
S pakai = 200 mm > 450 mm (OK)
- Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9.3 : spasi tulangan horizontal tidak boleh lebih dari :  
 $s \leq \frac{L_w}{5} = 1200 \text{ mm}$   
 $s \leq 3h = 900 \text{ mm}$   
 s pakai = 200 mm (OK)
- Menurut SNI 03-2847-2013 pasal 11.9.9.5 : spasi tulangan vertikal tidak boleh lebih besar dari :  
 $s \leq \frac{L_w}{3} = 2000 \text{ mm}$   
 $s \leq 3h = 1200 \text{ mm}$   
 s pakai = 200 mm (OK)

#### 4.17.7 Kontrol Komponen Batas

Komponen batas diperlukan apabila kombinasi momen dan gaya aksial terfaktor yang bekerja pada shearwall lebih dari 0.2 f'c SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.3

$$\frac{Mu}{W} + \frac{Pu}{Ac} > 0,2 f'c$$

$$\frac{\frac{1}{6} \times 32321 \times 6}{300 \times 6000^2} + \frac{9611,4 \times 10^3}{300 \times 6000} > 0,2 \times 40$$

9.159 MPa > 8 MPa (Butuh Komponen Batas)

$$C > \frac{lw}{600\delta u/hw} ; \frac{\delta u}{hw} > 0,007$$

$$\frac{\delta u}{hw} = \frac{1051}{6000} = 0,0108 > 0,007$$

$$A_s \text{ total} = 23225,8 \text{ mm}^2$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} = \frac{23225,8 \times 400}{0,85 \times 40 \times 300} = 910,815 \text{ mm}$$

$$910,815 > \frac{6000}{300 (0,0086)}$$

910,815 mm < 772.289 mm (butuh komponen batas)

Berdasarkan 2 syarat diatas mengharuskan penggunaan komponen batas, maka berdasarkan SNI 03-2847-2013 pasal 21.9.6.4, komponen batas harus dipasang secara horizontal dari sisi serat tekan terluar tidak kurang dari pada  $(c-0.1 l_w)$  dan  $c/2$

$$c - 0.1 l_w = 910,815 - 0.1 (6000) = 310,815 \text{ mm}$$

$$c/2 = 910,815 / 2 = 455,407 \text{ mm}$$

Jadi komponen batas harus dipasang minimal sejauh 455,407mm, untuk memudahkan pemasangan komponen batas dipasang hingga 500 mm.

#### 4.17.8 Penulangan Pada Komponen Batas

Digunakan tulangan transversal dengan diameter 16 mm untuk arah penulangan komponen batas. Dimana s tidak boleh lebih besar dari :

$$\frac{1}{4} H = \frac{1}{4} 4000 = 1000 \text{ mm}$$

$$6x d_b = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - h \times 3}{3} \right)$$

$$S_o = 100 + \left( \frac{350 - (800 - 2 \times (0,5 \times 40))}{3} \right)$$

$$= 182,667 \text{ mm}$$

Dimana  $S_o$  tidak perlu lebih besar dari 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm. Diambil  $S = 100 \text{ mm}$

$$A_{xh} = \frac{0,9 \times s \times h \times f'c \times f'c}{f_y} = \frac{0,9 \times 100 \times 304 \times 40}{400} = 183,6 \text{ mm}^2$$

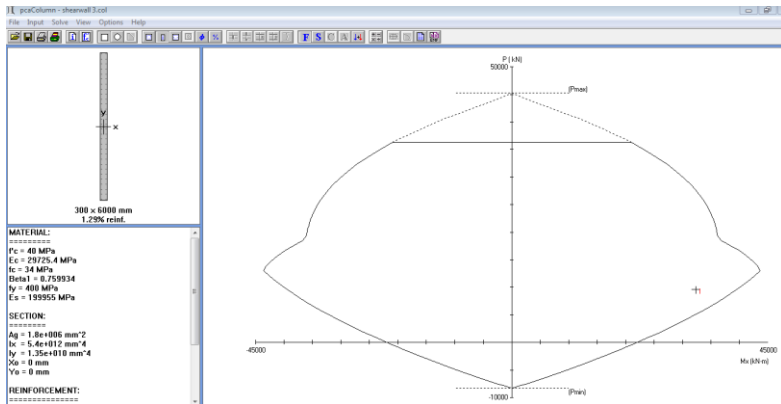
Dipakai sengkang 2kaki D16 – 100

$$A_s = 402.124 \text{ mm}^2 > 183.6 \text{ mm}^2$$

#### 4.17.9 Cek Desain Shearwall dengan SPColumn

Dengan menggunakan program SPColumn didapatkan analisa penampang dari shearwall terhadap gaya aksial dan momen yang terjadi dapat dilihat pada gambar 4.15.





Gambar 4.15 Grafik Interaksi Aksial dan Momen Pada Dinding Geser

Berdasarkan hasil analisa SPColumn, penampang shearwall dengan penulangan 2D16-200 dapat menahan gaya aksial dan momen yang terjadi.

#### 4.18 Analisa Nonlinier Time History

Analisa nonlinear time history merupakan teknik analisa perilaku struktur pada suatu bangunan terhadap pengaruh gempa berdasarkan catatan percepatan tanah yang diskalakan terhadap riwayat percepatan tanah pada daerah yang pernah mengalami gempa besar. Analisa nonlinear ini perlu untuk dilakukan karena pada saat terjadi gempa besar, pada struktur terbentuk sendi plastis di beberapa tempat sehingga bangunan tidak lagi berperilaku linear akan tetapi berperilaku nonlinear. Adapun analisa nonlinear time history terbagi menjadi 4 tahapan yaitu:

1. Memperoleh recorded accelerograms dari situs the PEER database
2. Penskalaan gempa dari respon spectrum gempa yang didapatkan dari database dengan respon spectrum gempa lokasi
3. Memasukkan data hasil penskalaan ground motion ke program bantu SAP 2000

4. Run “time history analysis” dan menampilkan hasil analisa. Untuk mengetahui perilaku sendi plastis dari struktur kita menggunakan metode “Direct Integration Analysis” dan untuk kontrol defleksi kita menggunakan metode “Fast Nonlinear Analysis”.

#### 4.18.1 Tahapan-Tahapan Analisa Nonlinear Time History

Berikut merupakan tahapan-tahapan analisa Nonlinear Time History.

1. Membuka situs dari peer berkerley yaitu <http://ngawest2.berkeley.edu/> dan melakukan log in terlebih dahulu (gambar 4.16).



Gambar 4.16 Log in di situs peer berkerley

2. Menentukan model respon spektrum yaitu *No Scaling* karena nantinya akan diskalakan secara manual (Gambar 4.17)

### Target Spectrum

Select Spectrum Model

Select models to generate target spectrum

:

No Scaling

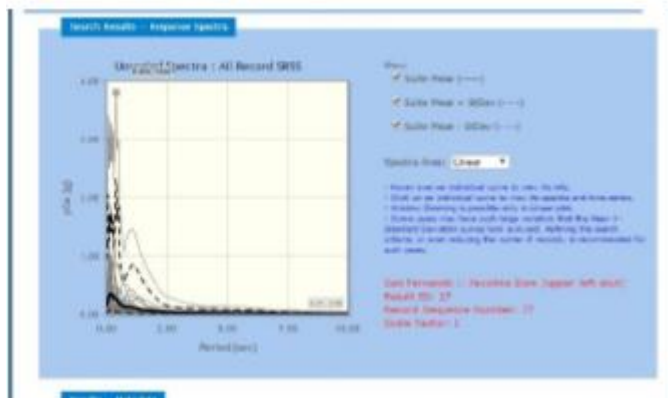
[Show/Hide GMM Not at](#)  
[Show/Hide GMM Region](#)  
[Show/Hide GMM Figure](#)

Gambar 4.17 Menentukan model spectrum “No Scaling”

3. Menentukan lokasi gempa besar yang digunakan. Berdasarkan ketentuan pada tugas akhir ini *time history* gempa besar yang dipakai dapat dilihat pada tabel 4.34. Garfik ground motion yang terjadi dapat dilihat pada gambar 4.18.

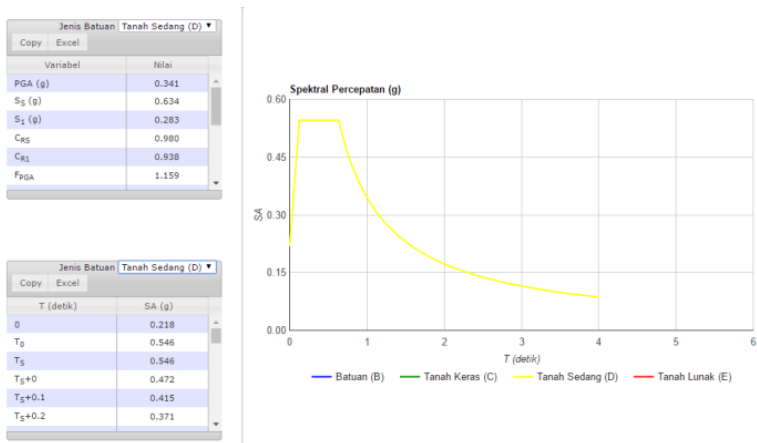
Tabel 4.34 Ground Motion yang digunakan untuk perhitungan analisa nonlinear time history

No	Tempat	Lokasi	Waktu	Magnitudo
1	San Fernando	Pacoima Dam	9-Feb-1997	6.61
2	Landers	Lucerne	28-Jun-1992	7.28
3	North Ridge	Alhambra - Fremont School	17-Jan-1994	6.69
4	Iran	Tabas	16-Sep-1978	7.35



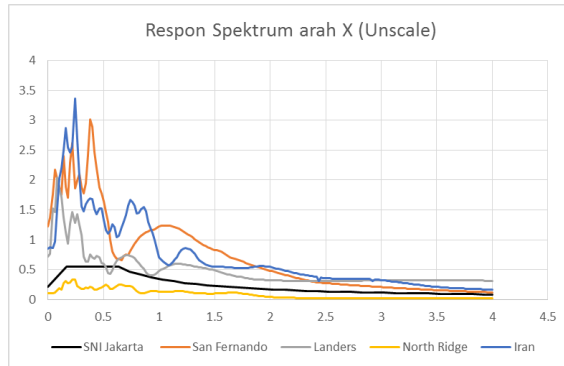
Gambar 4.18 Grafik *ground motion* yang terjadi di San Fernando

4. Mendapatkan respon spektrum gempa di Jakarta Pusat dengan kelas situs D pada situs pusat penelitian dan pengembangan perumahan dan permukiman Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat [http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain\\_spektra\\_indonesia\\_2011/](http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/) . Grafik respon spectrum Jakarta Pusat kelas situs D dapat dilihat pada gambar 4.19.

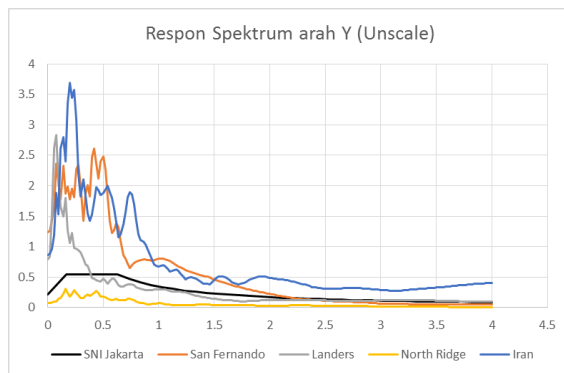


Gambar 4.19 Grafik Respon Spektrum Jakarta Pusat kelas situs D

5. Setelah itu kita akan mengolah data *ground motion* San Fernando, Landers, Northridge dan Iran dengan arah X dan arah Y yang kemudian akan didapatkan respon spektrum arah X dan arah Y dari lokasi gempa tersebut lalu dikomparasikan dengan respon spektrum rencana yang berlokasi di Jakarta Pusat. Hasil komparasi tersebut dapat dilihat pada gambar 4.20 dan 4.21.

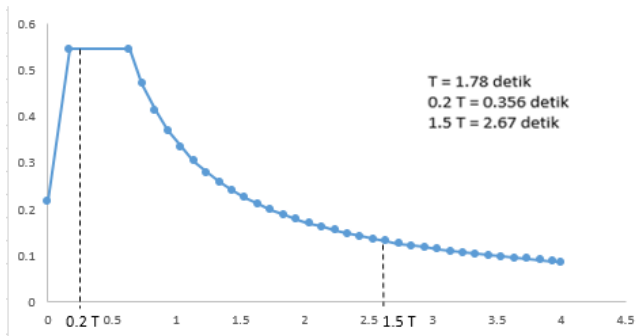


Gambar 4.20 Komparasi antara respon spektrum gempa besar dan respon spektrum Jakarta Pusat arah X



Gambar 4.21 Komparasi antara respon spektrum gempa besar dan respon spektrum Jakarta Pusat arah Y

6. Menentukan *range period* yang akan diskalakan pada respon spektrum San Fernando berdasarkan ASCE-7-2010 pasal 16.1.3.2 dimana *range period* yang diskalakan yaitu antara  $0.2 T$  sampai dengan  $1.5 T$  dimana nilai periode fundamentalnya yang digunakan adalah  $T = 1.78$  detik berdasarkan analisa SAP 2000. *Range period* Respon Spektrum Jakarta dapat dilihat pada gambar 4.22.



Gambar 4.22 *Range period* Respon Spektrum Jakarta

7. Menentukan nilai SF dari respon spektrum gempa besar arah X dan arah Y dengan menggunakan rumus *Scale Factor* yang diberikan oleh Erol Kalkan dan Anil K. Chopra yaitu:

$$SF = (\sum \ddot{A}_i A_{ini=1}) / (\sum A_i A_{ini=1})$$

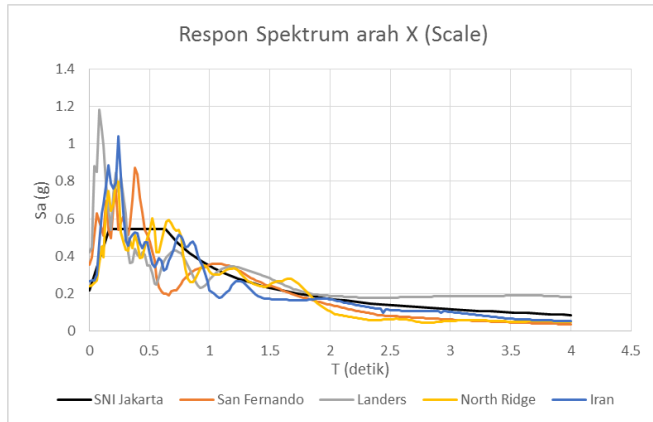
Dengan menggunakan rumus tersebut didapatkan *Scale Factor* Arah X dan Arah Y Respon Spektrum gempa besar terhadap respon spektrum Jakarta Pusat seperti terlihat pada tabel 4.35

Tabel 4.35 *Scale Factor* dari Respon Spektrum gempa

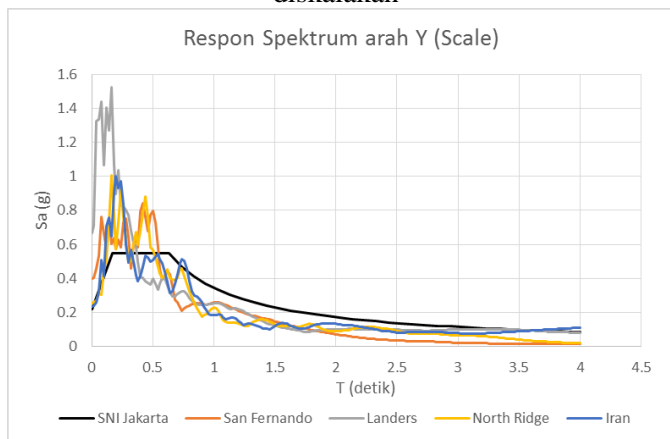
Tempat	SF - X	SF - Y
San Fernando	0.2897	0.3215
Landers	0.5778	0.8479
Northridge	2.3801	3.1955
Iran	0.3096	0.2709

8. Setelah mendapatkan *Scale Factor* dari respon spektrum gempa besar maka kemudian SF tersebut dikalikan dengan percepatan gravitasi yang berada pada *range period* yang telah ditentukan sebelumnya yaitu diantara 0.356 detik

sampai 2.67 detik. Lalu kemudian didapatkanlah respon spektrum gempa besar arah X dan arah Y yang telah diskalakan sesuai dengan respon spektrum Jakarta Pusat (Gambar 4.23 dan 4.24)

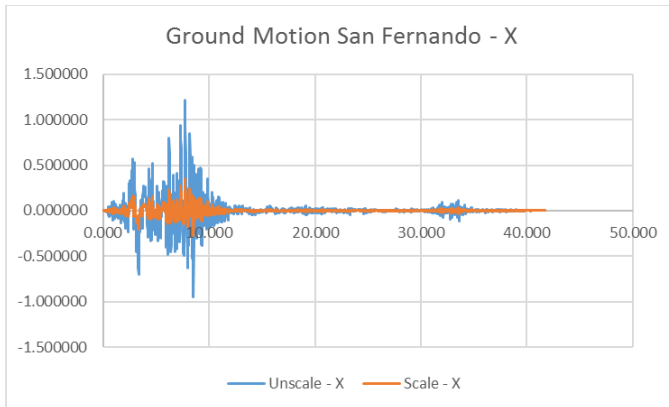


Gambar 4.23 Respon Spektrum arah X yang telah diskalakan

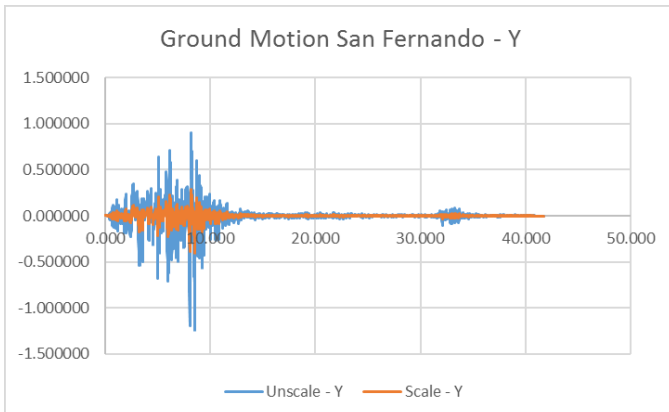


Gambar 4.24 Respon Spektrum arah Y yang telah diskalakan

9. Setelah mendapatkan respon spektrum yang telah diskalakan kemudian *ground motion* gempa besar arah X dan arah Y akan diskalakan sesuai faktor keamanan yang telah didapatkan sebelumnya. Perbandingan *ground motion* sebelum dan sesudah diskalakan dapat dilihat pada gambar 4.25 dan 4.26.



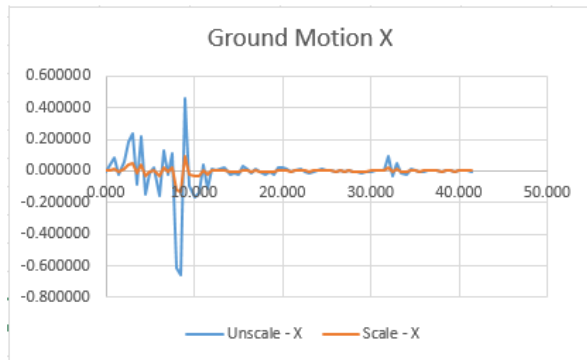
Gambar 4.25 *Ground Motion* San Fernando arah X sebelum diskalakan dan setelah diskalakan



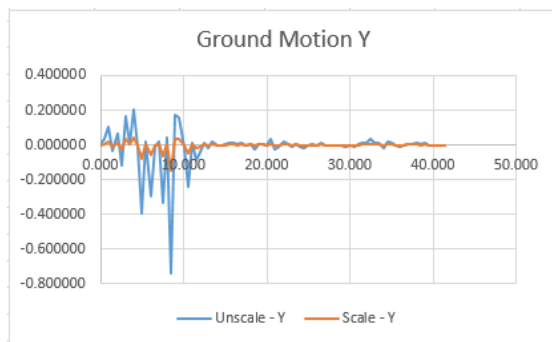
Gambar 4.26 *Ground Motion* San Fernando arah Y sebelum diskalakan dan setelah diskalakan



10. Setelah didapatkan *ground motion* tersebut maka untuk memudahkan proses analisa program bantu SAP 2000 menggunakan metode *Direct Integration Analysis* maka interval waktu yang digunakan pada *ground motion* adalah per 0.5 detik. (gambar 4.27 dan 4.28)



Gambar 4.27 Ground Motion San Fernando arah X dengan interval 0.5 detik



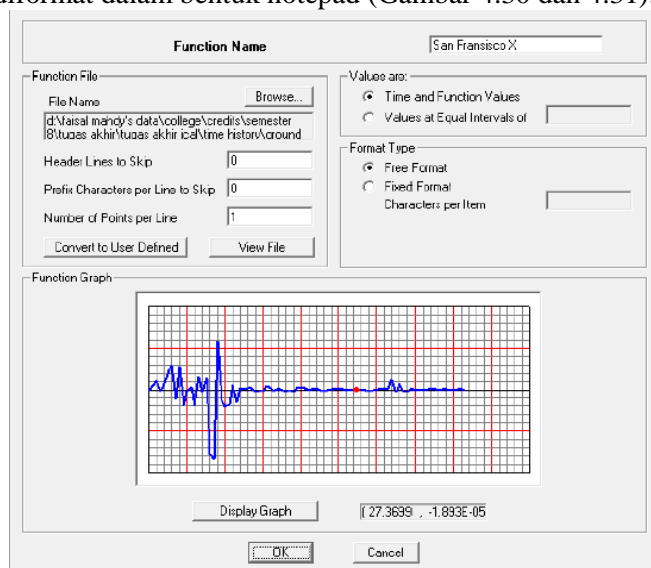
Gambar 4.28 Ground Motion San Fernando arah Y dengan interval 0.5 detik

11. Setelah itu hasil dari ground motion arah X dan arah Y dibuat menjadi format notepad agar dapat dimasukkan dalam input SAP 2000 seperti pada gambar 4.29.

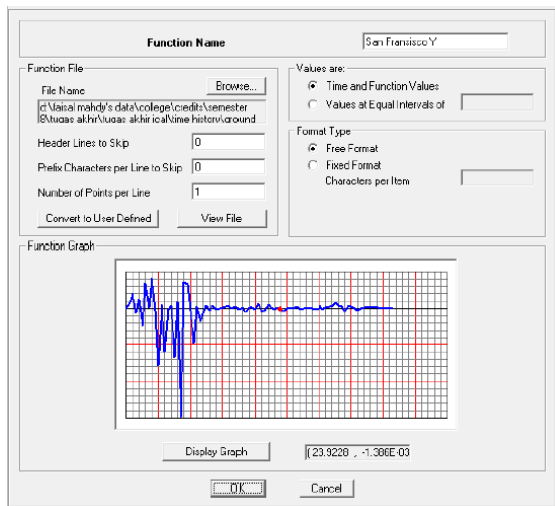
Time (s)	Scale arah X	Scale arah Y
0.000	-0.000090	0.000237
0.500	0.008226	0.006990
1.000	0.017436	0.020352
1.500	-0.003924	-0.007133
2.000	0.010998	0.012650
2.500	0.037379	-0.023790
3.000	0.047385	0.032978
3.500	-0.016475	0.000627
4.000	0.043936	0.041035
4.500	-0.030204	-0.002335
5.000	-0.003313	-0.078799
5.500	0.004538	0.004601
6.000	-0.031221	-0.059129

Gambar 4.29 Ground Motion setelah diformat dalam bentuk notepad

- Setelah itu kita akan menginput hasil ground motion San Fernando yang telah diskalakan dengan cara klik Define > Function > Time History > Choose Function Type to Add > From File lalu masukkan data ground motion yang telah diformat dalam bentuk notepad (Gambar 4.30 dan 4.31).



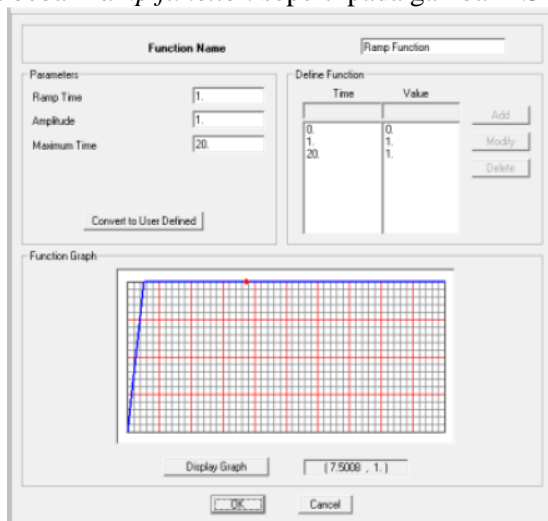
Gambar 4.30 Input data ground motion arah X



Gambar 4.31 Input data ground motion arah Y

13. Menginput beban *ramp function*

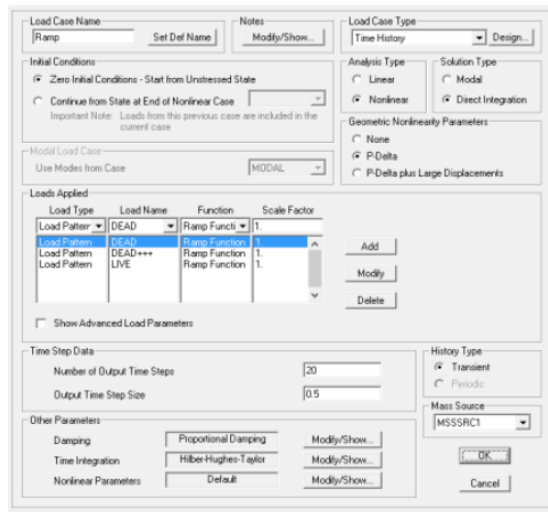
Input beban *ramp function* seperti pada gambar 4.32.



Gambar 4.32 Input beban ramp *function*

14. Menginput data *ramp function* pada *load case*

Input data *ramp function* pada *load case* seperti pada gambar 4.33.

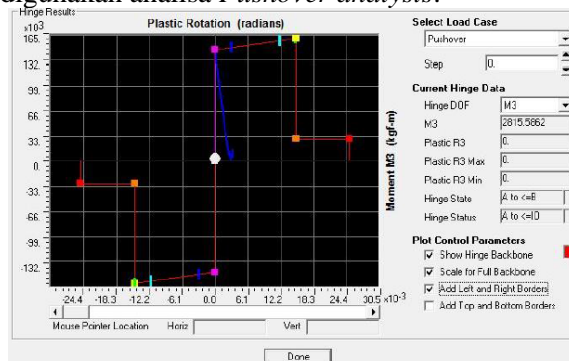


Gambar 4.33 Input *load case* pada *Ramp Function*

15. Menginput beban *Time History* arah X dan arah Y (gambar 4.34). SF yang digunakan adalah  $9.81 \text{ m/s}^2$  (g) dan output time steps adalah 20 step dan time step size ditinjau per 0.5 detik, waktu yang ditinjau hanya 10 detik karena untuk memudahkan kita dalam meninjau analisa output SAP 2000 dan dimana pada 10 detik sudah melewati spektral percepatan maksimum.

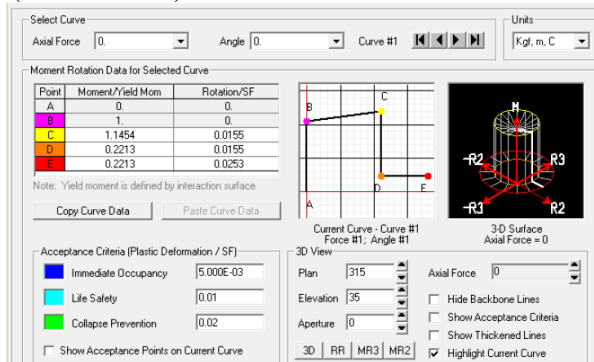
Gambar 4.34 Input Beban *Time History*

16. Untuk memperlihatkan perilaku sendi plastis pada struktur maka kita perlu mendefinisikan *hinge properties* pada permodelan struktur tersebut.
17. Untuk mendefinisikan *hinge properties* diperlukan grafik momen kurvatur agar dapat mendefinisikan momen dan rotasi yang terjadi pada saat leleh dan ultimate (Gambar 4.35). Untuk mendapatkan momen kurvatur tersebut maka digunakan analisa *Pushover analysis*.



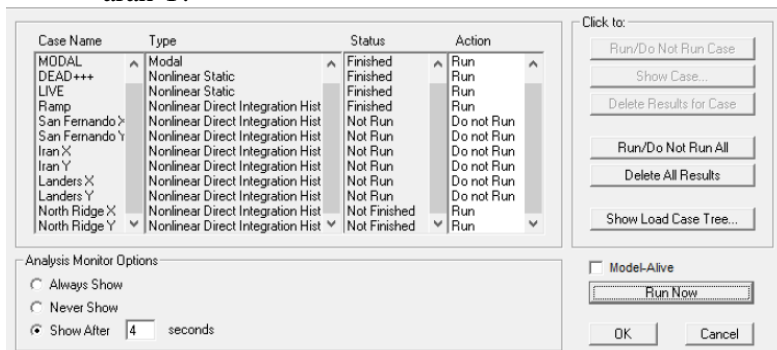
Gambar 4.35 Grafik momen kurvatur pada jenis kolom 80/80

18. Setelah mendapatkan nilai momen kurvatur dari analisa *pushover* maka kita dapat memasukkan data tersebut ke dalam *moment rotation* data dalam *hinge properties* (Gambar 4.36).



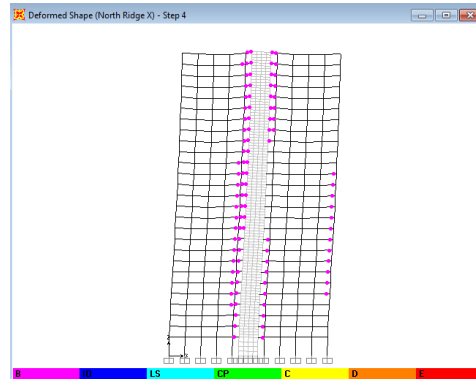
Gambar 4.36 Memasukkan data momen kurvatur pada jenis kolom 80/80

19. Run “*time history analysis*” seperti terlihat pada gambar 4.37. Pada kasus ini kita akan melihat perilaku sendi plastis struktur yang terjadi pada gempa Northridge arah X dan arah Y.

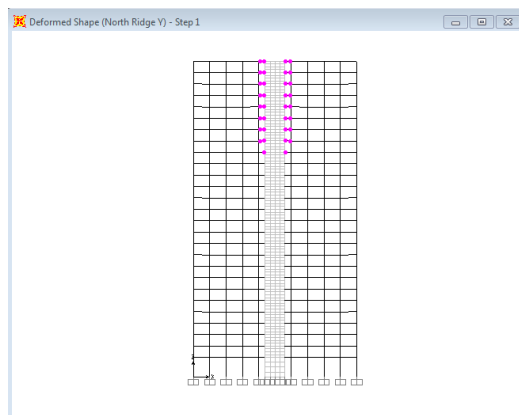


Gambar 4.37 Run time history analysis

20. Hasil dari analisa direct integration analysis dengan menggunakan data gempa Northridge arah X dan arah Y didapatkan waktu ketika struktur telah mengalami kondisi sendi plastis seperti terlihat pada gambar 4.38 dan 4.39.



Gambar 4.38 Kondisi Sendi Plastis struktur arah X pada saat detik ke-1,5



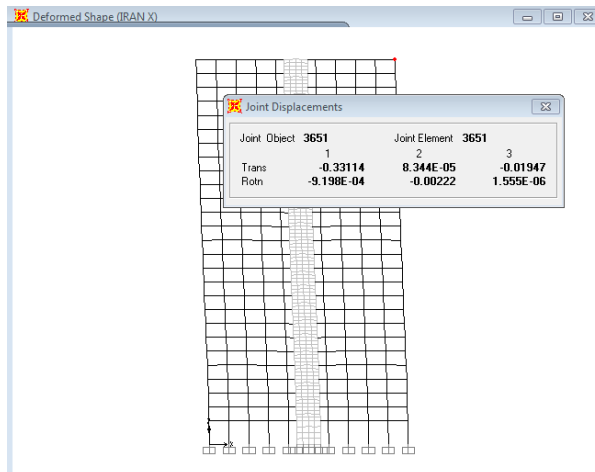
Gambar 4.39 Kondisi Sendi Plastis struktur arah X pada saat detik ke-1

21. Pada analisa gempa Northridge arah X dan arah Y menunjukkan bahwa kondisi struktur mengalami leleh pada balok terlebih dahulu sebelum terjadi leleh pada kolom sehingga kita dapat mengambil kesimpulan bahwa struktur memenuhi kriteria “*Strong Column Weak Beam*”
22. Hasil analisa berikutnya adalah kontrol terhadap defleksi dengan menggunakan Fast Nonlinear Analysis. Dari hasil defleksi maksimum yang terjadi pada gempa arah X dan arah Y yang ditunjukkan pada tabel 4.36, gambar 4.40 dan gambar 4.41 bahwa defleksi yang terjadi telah memenuhi persyaratan dari target displacement = 0,6325 m yang telah ditentukan sebelumnya sehingga struktur aman terhadap defleksi yang terjadi pada saat gempa.

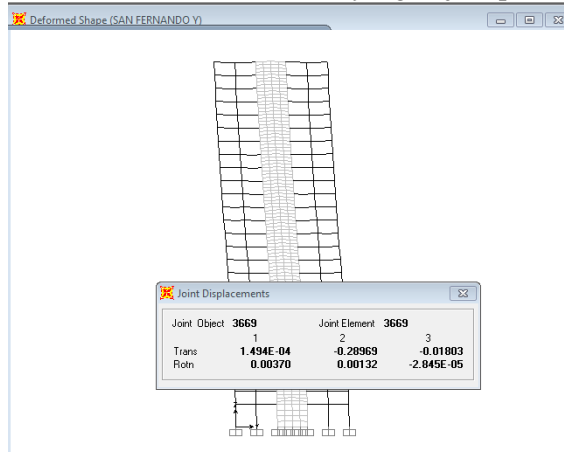
Tabel 4.36 Defleksi maksimum yang terjadi

Gempa	Arah	Displacement (m)	Joint
Iran	X	0.331601	35175
	Y	0.125895	6127
North Ridge	X	0.165303	35175
	Y	0.149773	6127
San Fernando	X	0.237948	35175
	Y	0.290343	6127
Landers	X	0.267	35175
	Y	0.258396	6127





Gambar 4.40 Defleksi maksimum yang terjadi pada arah X

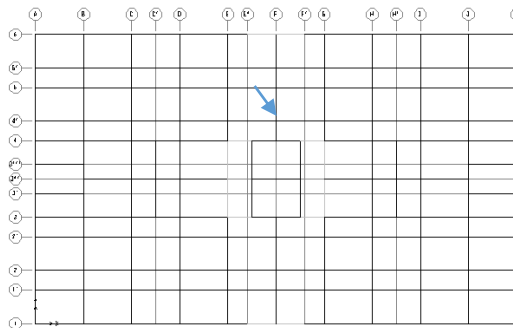


Gambar 4.41 Defleksi maksimum yang terjadi pada arah Y

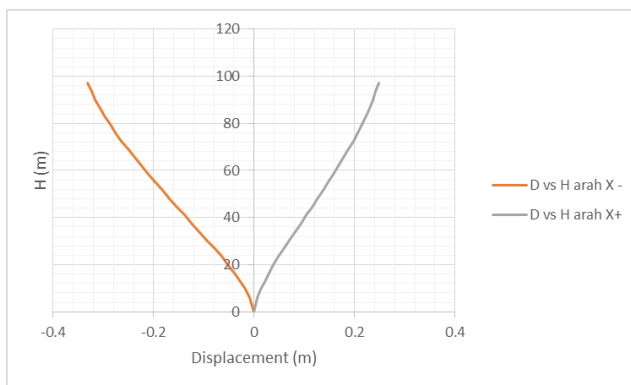
23. Kemudian hasil analisa berikutnya adalah kita bisa mendapatkan grafik gaya geser lateral (F) dengan ketinggian gedung (H) dan grafik displacement ( $\Delta$ ) vs ketinggian (H) dan juga kontrol drift dengan menggunakan grafik drift story vs H

berdasarkan input data gempa yang telah kita tentukan sebelumnya. Pada tugas akhir ini yang digunakan sebagai tinjauan yaitu joint 3753 dimana titik tersebut berada disekitar pusat massa. Posisi titik 3753 dapat dilihat pada gambar 4.42.sto

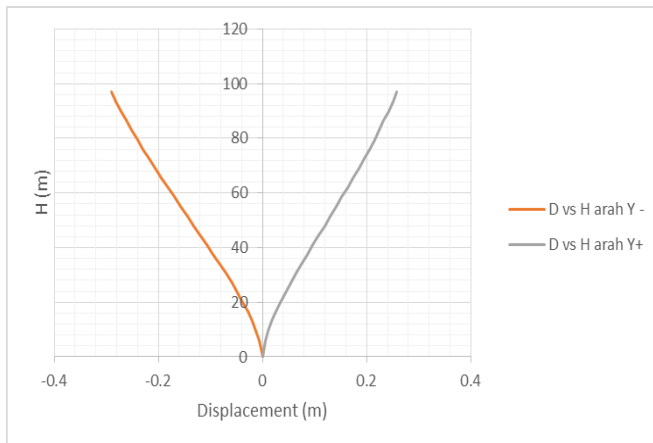
Gambar 4.43 sampai 4.46 menunjukkan grafik hubungan antar displacement dengan H dan drift dengan H.



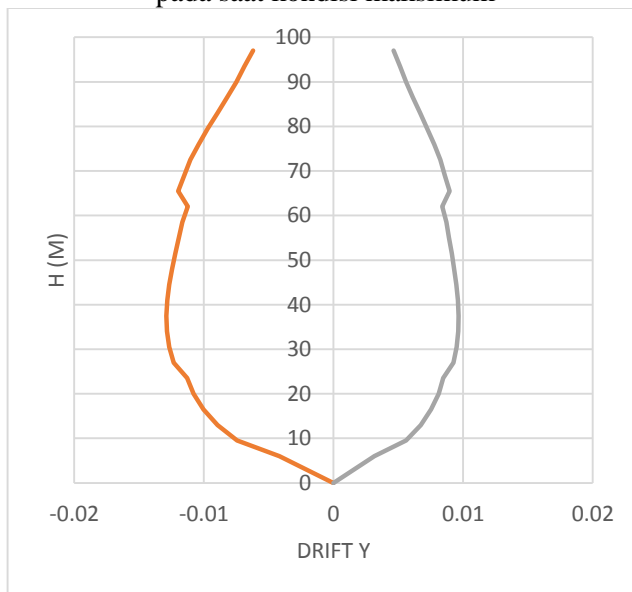
Gambar 4.42 Posisi Titik 3753 yang ditinjau



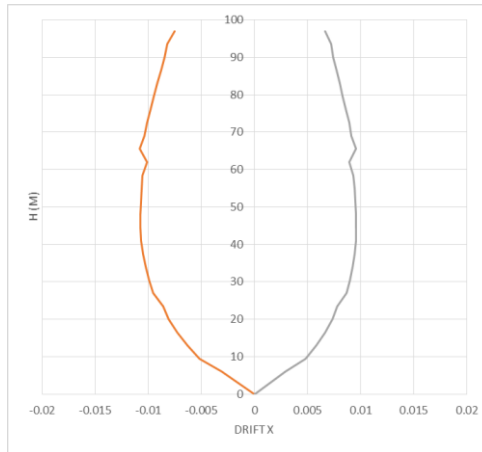
Gambar 4.43 Grafik Displacement ( $\Delta$ ) vs H arah X joint 13095 pada saat kondisi maksimum



Gambar 4.44 Grafik Displacement ( $\Delta$ ) vs H arah Y joint 13095 pada saat kondisi maksimum



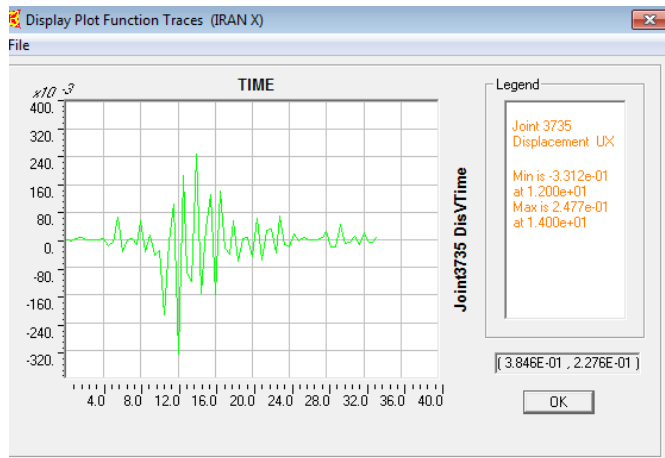
Gambar 4.45 Grafik Drift vs H arah Y joint 13095 pada saat kondisi maksimum



Gambar 4.46 Grafik Drift vs H arah X joint 13095 pada saat kondisi maksimum

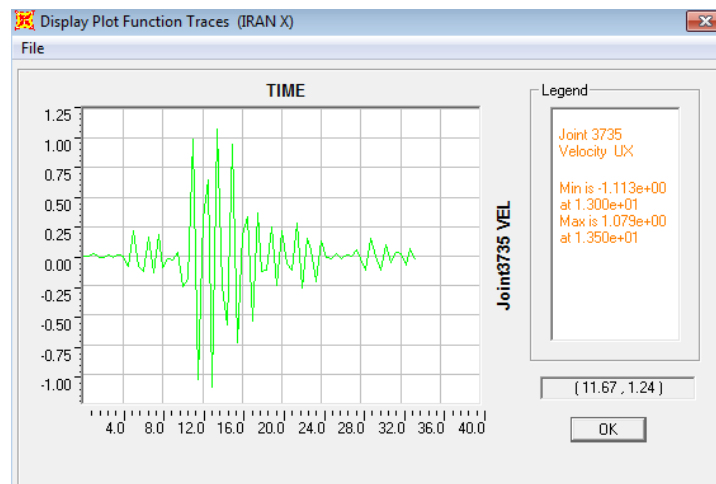
Dari hasil grafik drift rata-rata arah X dan arah Y menunjukkan drift story yang terjadi telah memenuhi batasan drift story level kinerja Life Safety yaitu 0.02. Dimana kondisi kategori life safety ialah komponen struktural boleh saja mengalami kerusakan, tetapi tidak diperkenankan terjadi keruntuhan yang dapat mengancam jiwa manusia (resiko korban jiwa sangat rendah) bangunan dapat berfungsi kembali setelah dilakukan perbaikan komponen struktural dan non-struktural pasca gempa terjadi.

24. Hasil analisa berikutnya adalah kita dapat melihat grafik kondisi antara *displacement vs time*, *velocity vs time*, *acceleration vs time* dan juga *displacement* arah X vs *displacement* arah Y dari joint 3735 dimana titik tersebut terletak pada atap disekitar pusat massa (gambar 4.47).



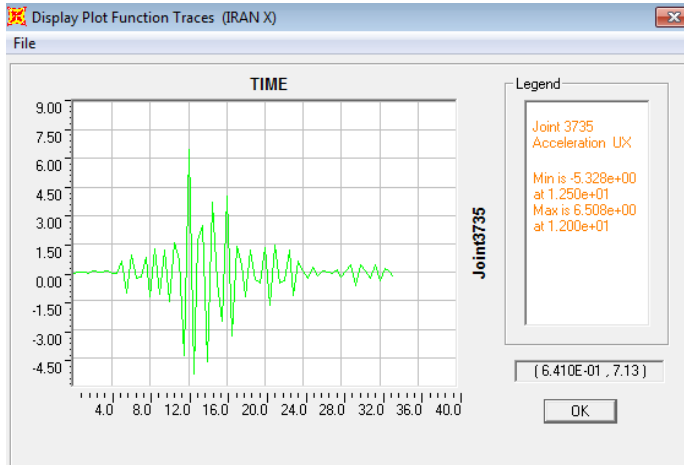
Gambar 4.47 Grafik *displacement vs time joint 3735* arah X

Dari gambar 4.47 didapatkan nilai displacement maksimum yaitu -0,3312 m pada detik ke 12.



Gambar 4.48 Grafik *volicity vs time joint 3735* arah X

Dari gambar 4.48 didapatkan nilai velocity maksimum yaitu -1,113 m/s pada detik ke 13



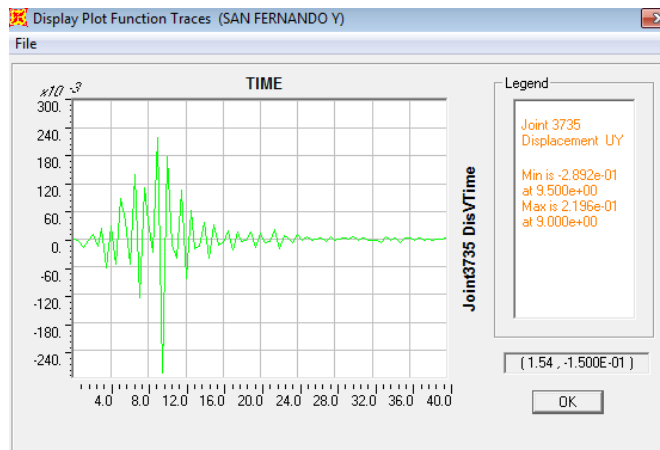
Gambar 4.49 Grafik *acceleration vs time joint 3735* arah X

Dari gambar 4.49 didapatkan nilai acceleration maksimum yaitu  $6,508\text{m/s}^2$  pada detik ke 12

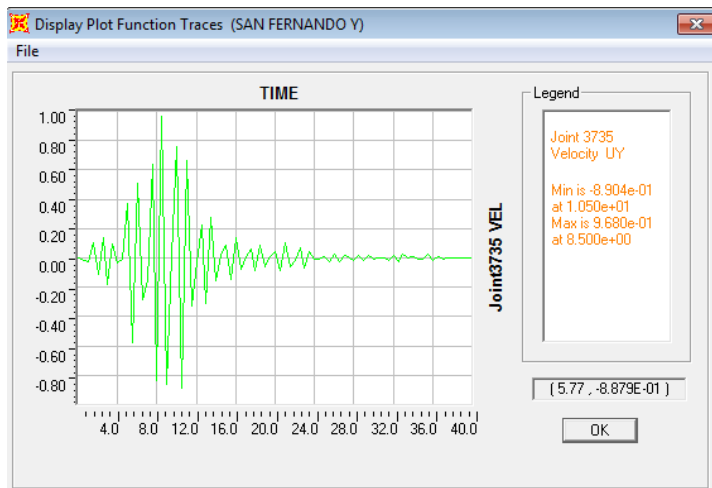
Dari gambar 4.50 didapatkan nilai displacement maksimum yaitu -0,2196m pada detik ke 9.

Dari gambar 4.51 didapatkan nilai velocity maksimum yaitu -0,968 m/s pada detik ke 8,5.

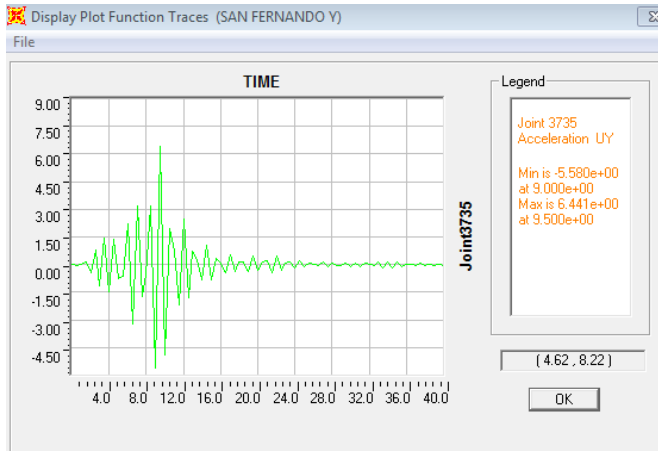
Dari gambar 4.52 didapatkan nilai acceleration maksimum yaitu  $6,441\text{m/s}^2$  pada detik ke 9,5.



Gambar 4.50 Grafik *displacement vs time* joint 3735 arah Y



. Gambar 4.51 Grafik *volicity vs time* joint 3735 arah Y



Gambar 4.52 Grafik *acceleration vs time joint 3735* arah

Y



## **BAB V**

### **Kesimpulan Dan Saran**

#### **5.1 Kesimpulan**

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang dilakukan dalam penyusunan Perencanaan Rumah Sakit Umum Daerah Koja Jakarta Utara menggunakan Performance Based Design ini ditarik kesimpulan diantaranya adalah sebagai berikut :

1. Dimesi struktur

Balok:	Balok A1 (30/45)
	Balok A'2 (30/45)
	Balok A'3 (25/35)
	Balok A'4 (25/25)
	Balok A'5 (40/60)
	Balok A6 (20/30)
	Balok B1 (250/350)
Kolom:	Kolom lantai 1-6 (80/80)
	Kolom lantai 7-17 (60/60)
	Kolom lantai 18-27 (60/60)
Dinding Geser:	Dinding geser 1
	Dinding geser 2
	Dinding geser 3
Pelat:	P1 tebal 125 mm
	P2 tebal 250 mm
	P3 tebal 250 mm
	P4 tebal 125 mm
	P5 tebal 125 mm

2. Dari hasil analisa Direct Integration Analysis dengan menggunakan gempa Northridge arah X dan arah Y, menunjukkan bahwa pada kondisi-kondisi awal terjadinya sendi plastis, struktur yang mengalami sendi plastis adalah balok sehingga pada saat terjadi gempa, orang-orang yang berada dalam gedung bisa mendapatkan “early warning” terlebih dahulu dan dapat menyelamatkan diri dari gedung

dan struktur memenuhi kriteria “Strong Column Weak Beam”.

3. Dari hasil analisa *Fast Nonlinear Analysis*, didapatkan defleksi maksimum yang terjadi yaitu gempa arah  $x = 0,3316$  m dan gempa arah  $y = 0,29$  m sehingga memenuhi persyaratan target displacement yaitu  $0,6325$  m
4. Dari hasil analisa *Fast Nonlinear Analysis*, didapatkan drift story yang terjadi pada gempa arah X maupun gempa arah Y telah memenuhi batas drift story level kinerja Life Safety yaitu  $0.02$ . Dimana kondisi kategori life safety ialah komponen struktural boleh saja mengalami kerusakan, tetapi tidak diperkenankan terjadi keruntuhan yang dapat mengancam jiwa manusia (resiko korban jiwa sangat rendah) bangunan dapat berfungsi kembali setelah dilakukan perbaikan komponen struktural dan non-struktural pasca gempa terjadi.

## 5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan berdasarkan hasil analisa dalam Tugas Akhir ini meliputi :

1. Penyesuaian antara gaya geser hasil dari *response spectrum* dan perhitungan sehingga didapatkan dimensi struktur yang optimal
2. Karena keterbatasan waktu dan fasilitas maka time step yang digunakan pada analisa Direct Integration Analysis hanya per  $0.5$  detik. Diharapkan untuk kedepannya time step yang digunakan dapat lebih kecil lagi sehingga hasil analisa perilaku struktur pada saat gempa dapat lebih akurat.

Sebaiknya dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur menggunakan performance based design lebih lanjut karena metode ini sangat membutuhkan tinjauan lanjut dan koreksi

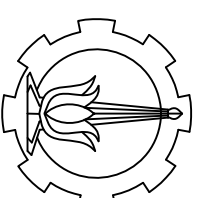
agar dapat diterapkan dengan tepat sehingga dihasilkan kinerja struktur bangunan yang sesuai ketika terjadi gempa.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

## **DAFTAR PUSTAKA**

- Priestley, M.J.N., 2000, Performance Based Design, 12WCEE 2000. Studi Perencanaan Berbasis Perpindahan :Metode Direct-Displacement Based Design.
- Paulay, T., Priestley, M.J.N., 1992, Seismic Design Of Reinforced Concrete And Masonry Buildings, John Wiley & Sons inc., New York.
- Yosafat Aji Pranata., 2007., Studi Perencanaan Berbasis Perpindahan :Metode Direct-Displacement Based Design Studi Kasus Pada Rangka Beton Bertulang Bertingkat Rendah.
- SNI 1726-2012., 2012., Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung, Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah.
- SNI 03-2847-2013., 2013., Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung, Departemen Pemukiman dan Prasarana Wilayah.

(Halaman ini sengaja dikosongkan)



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, I.R., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANUJI WIBOWO  
31 12 100 057

JUDUL GAMBAR

SKALA

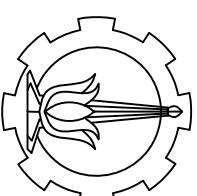
1 : 40

NOMOR GAMBAR

CATATAN

BALOK A1 (L=5000)			
TIPE	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
LOKASI			
PENAMPANG			
DIMENSI	450 X 300		
DECKING	40		
TULANGAN ATAS	3 D16	3 D16	3 D16
TULANGAN BAWAH	3 D16	3 D16	3 D16
SENGKANG	2D13-90	2D13-180	2D13-90
TIPE	BALOK A3 (L=4000)		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	300 X 250		
DECKING	40		
TULANGAN ATAS	3 D16	3 D16	3 D16
TULANGAN BAWAH	3 D16	3 D16	3 D16
SENGKANG	2D13-60	2D13-140	2D13-60

BALOK A2 (L=5500)			
TIPE	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
LOKASI			
PENAMPANG			
DIMENSI	450 X 300		
DECKING	40		
TULANGAN ATAS	6 D16	3 D16	6 D16
TULANGAN BAWAH	3 D16	3 D16	3 D16
SENGKANG	2D13-90	2D13-180	2D13-90
TIPE	BALOK A4 (L=4000)		
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	250 X 250		
DECKING	40		
TULANGAN ATAS	2 D16	2 D16	2 D16
TULANGAN BAWAH	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	2D13-45	2D13-90	2D13-45



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

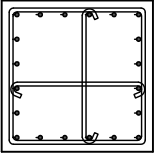
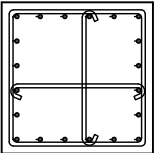
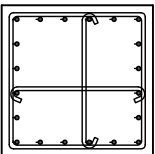
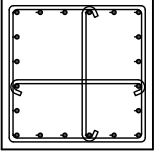
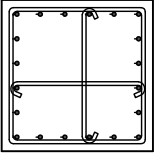
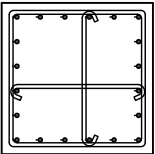
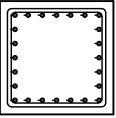
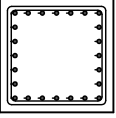
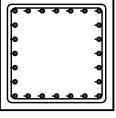
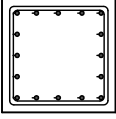
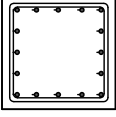
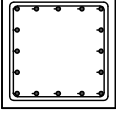
JUDUL GAMBAR

SKALA

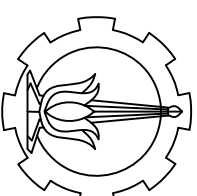
1 : 40

NOMOR GAMBAR

CATATAN

KOLOM DASAR (l=6000)				KOLOM LANTAI A-B (l=3500)			
TiPE				TiPE			
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG				PENAMPANG			
DIMENSI	800 X 800			DIMENSI	800 X 800		
DECKING	40			DECKING	40		
TULANGAN UTAMA	20 D22	20 D22	20 D22	TULANGAN UTAMA	20 D25	20 D25	20 D25
SENGKANG	3020-100	3020-130	3020-100	SENGKANG	3020-100	3020-130	3020-100
KOLOM LANTAI A-B (l=3500)				KOLOM LANTAI A-B (l=3500)			
TiPE				TiPE			
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN	LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG				PENAMPANG			
DIMENSI	600 X 600			DIMENSI	600 X 600		
DECKING	40			DECKING	40		
TULANGAN UTAMA	24 D28	24 D28	24 D28	TULANGAN UTAMA	16 D22	16 D22	16 D22
SENGKANG	2020-100	2020-130	2020-100	SENGKANG	2020-100	2020-130	2020-100





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, I.R., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 40

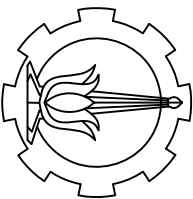
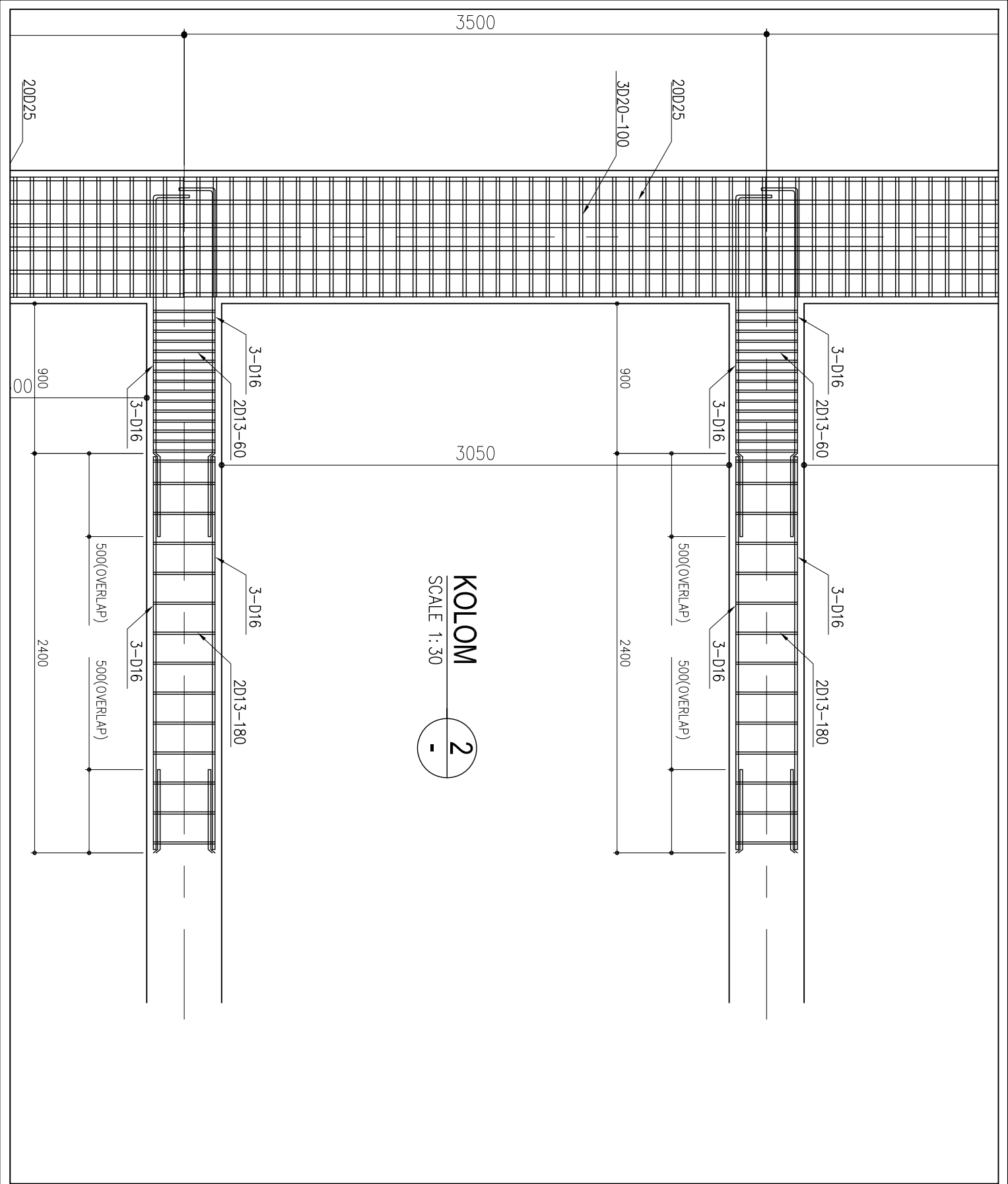
NOMOR GAMBAR

CATATAN

BALOK A5 (L=7400)			
TIPE			
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	600 X 400		
DECKING	40		
TULANGAN ATAS	4 D16	4 D16	4 D16
TULANGAN BAWAH	4 D16	4 D16	4 D16
SENGKANG	2D13-120	2D13-260	2D13-120

BALOK A6 (L=2000)			
TIPE			
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	300 X 300		
DECKING	40		
TULANGAN ATAS	6 D25	3 D25	6 D25
TULANGAN BAWAH	6 D25	3 D25	6 D25
SENGKANG	2D13-50	2D13-100	2D13-50

BALOK B1 (L=5000)			
TIPE			
LOKASI	TUMPUAN KIRI	LAPANGAN	TUMPUAN KANAN
PENAMPANG			
DIMENSI	300 X 250		
DECKING	40		
TULANGAN ATAS	2 D16	2 D16	2 D16
TULANGAN BAWAH	2 D16	2 D16	2 D16
SENGKANG	2D13-100	2D13-200	2D13-100



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

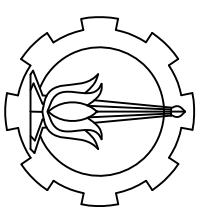
JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

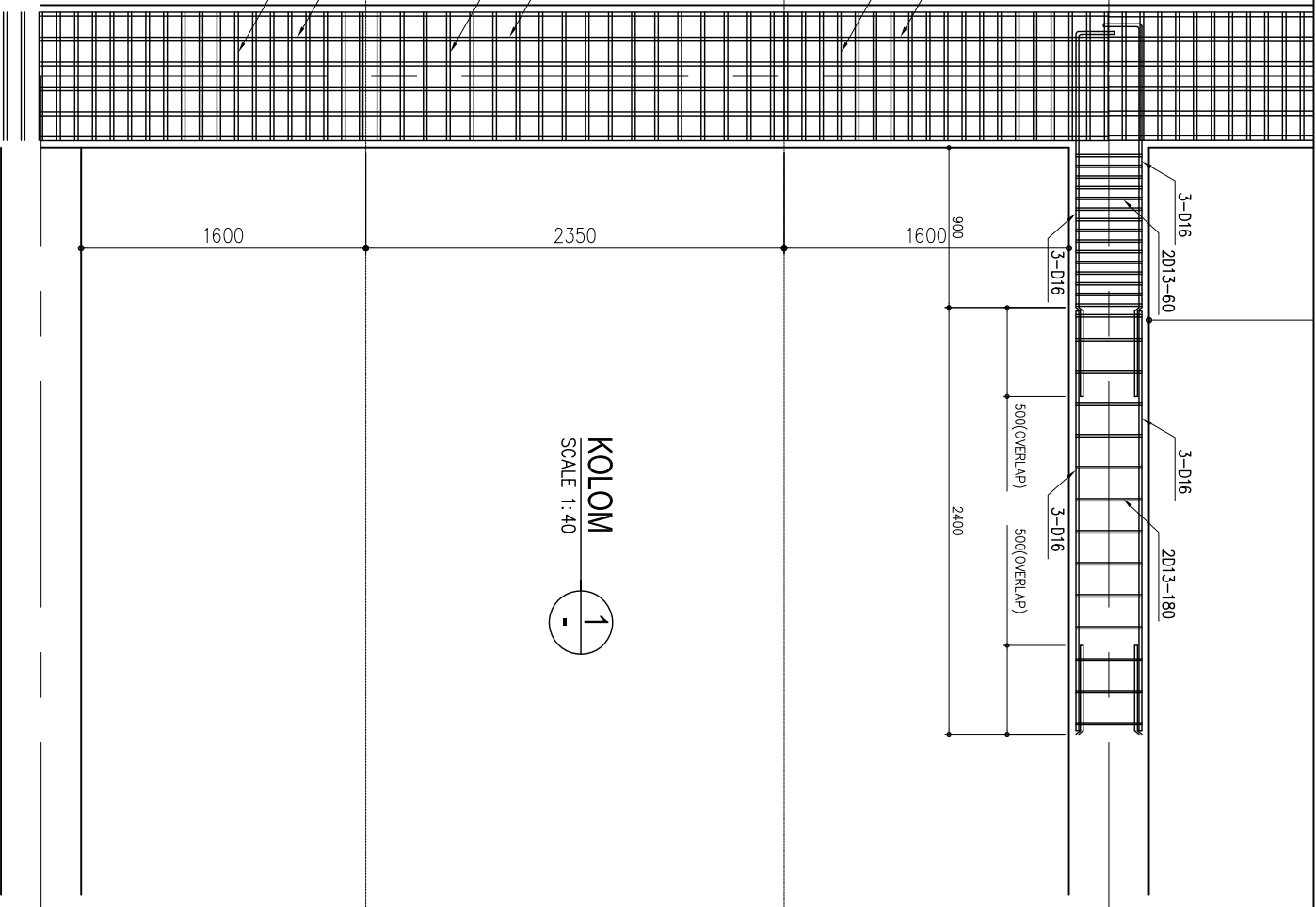
JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

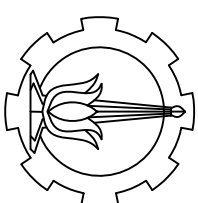
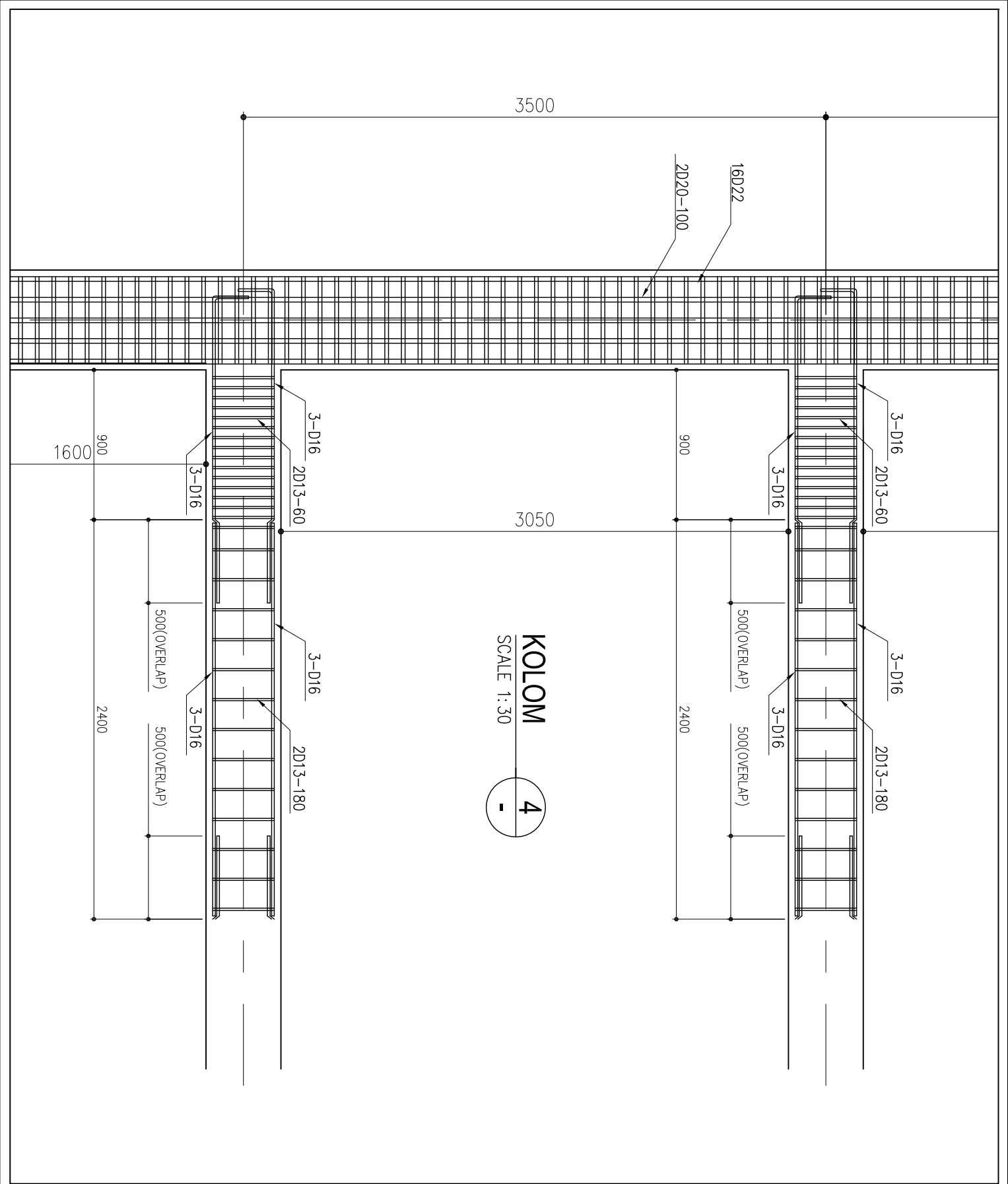
NOMOR GAMBAR

CATATAN



KOLOM  
SCALE 1:40





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

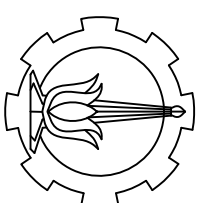
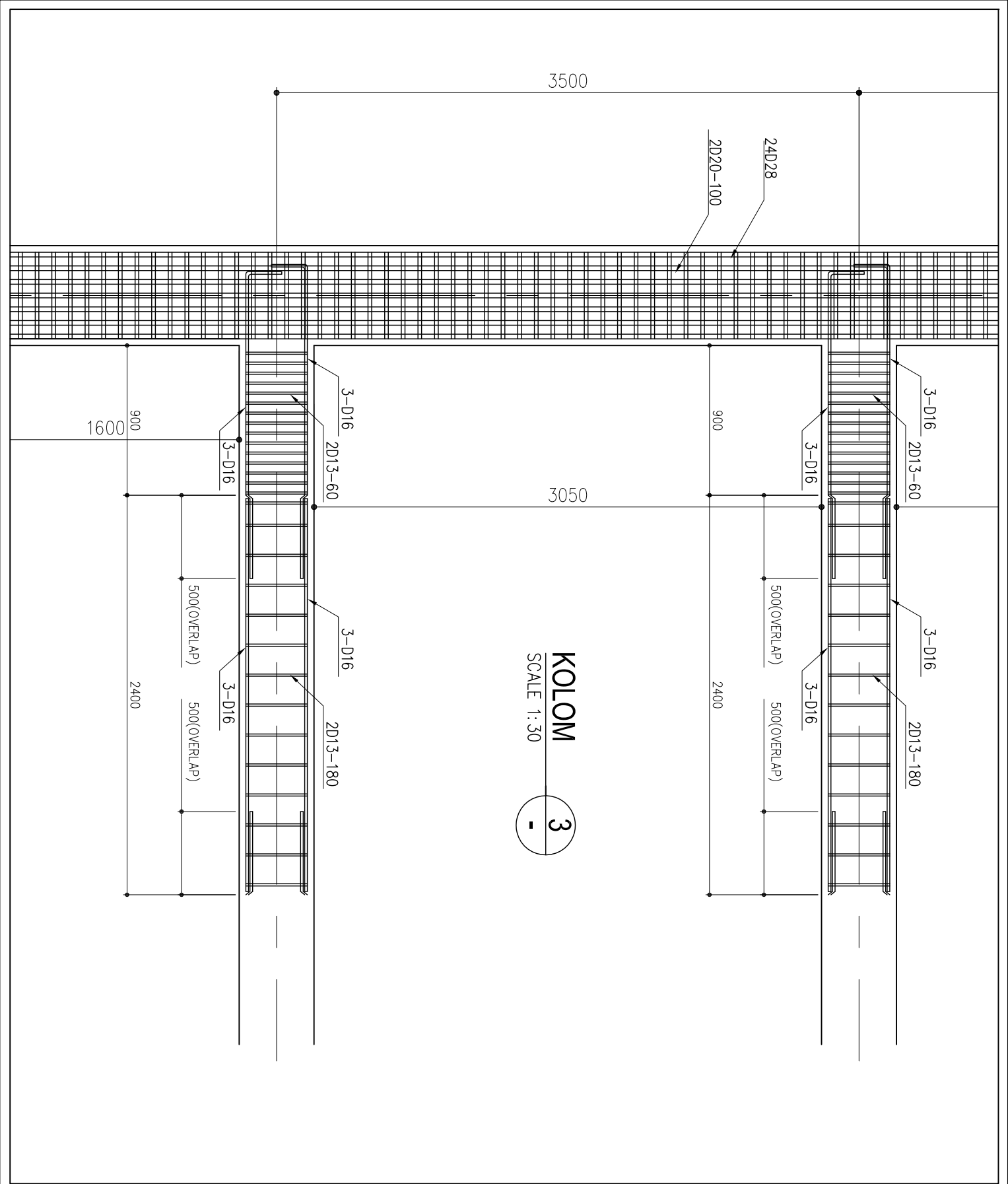
JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN





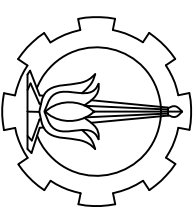
PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

PANJU WIBOWO  
31 12 100 057

CATATAN





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

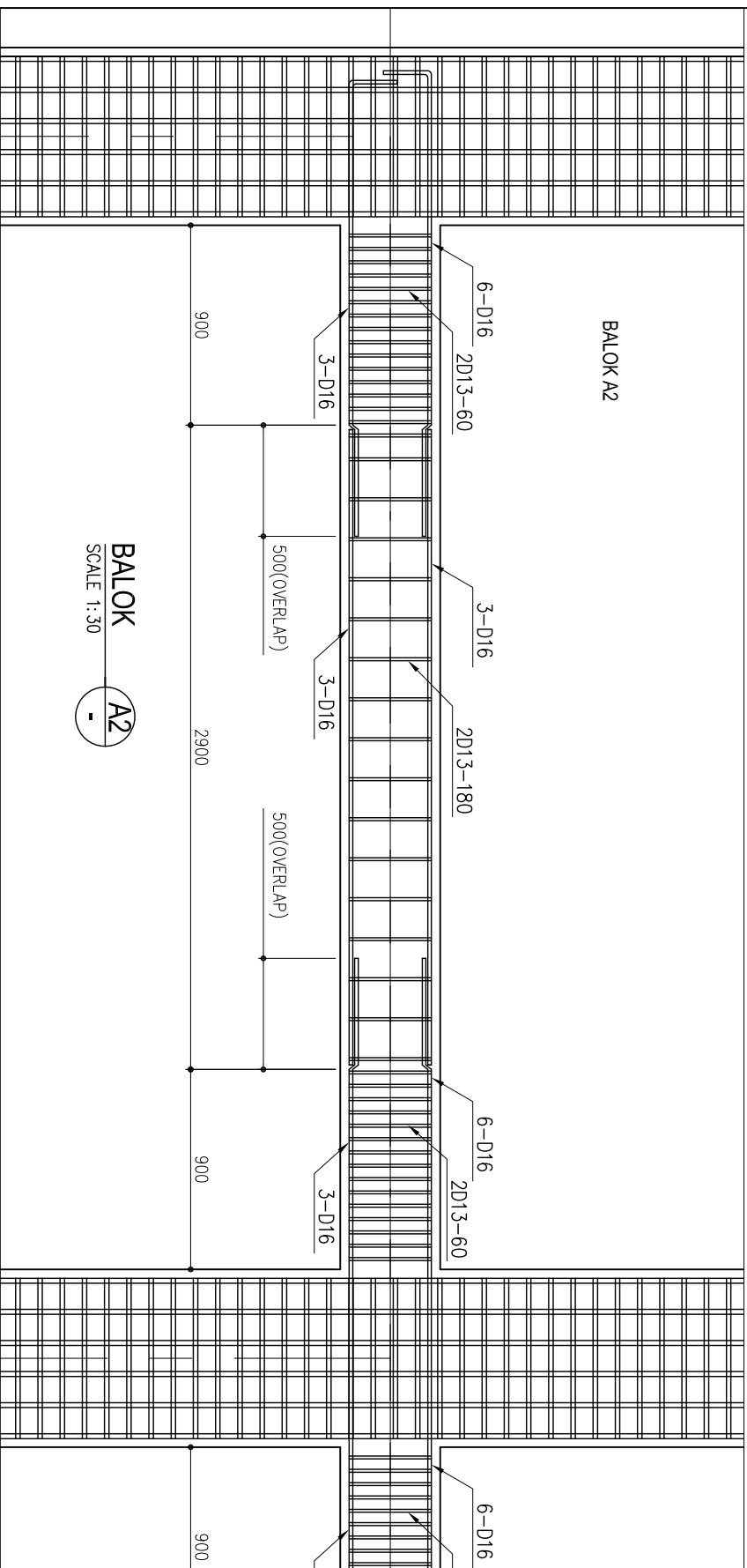
JUDUL GAMBAR

SKALA

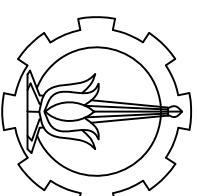
1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN







PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, I.R., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

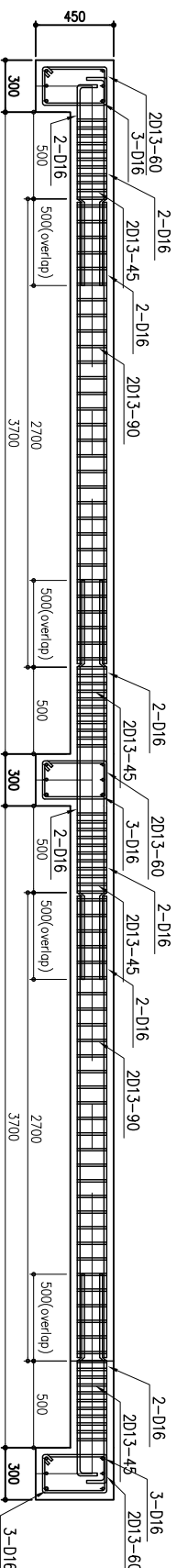
JUDUL GAMBAR

SKALA

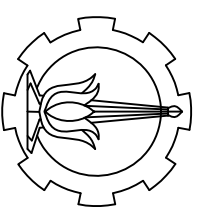
1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN



BALOK  
SCALE 1: 40  
A4



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

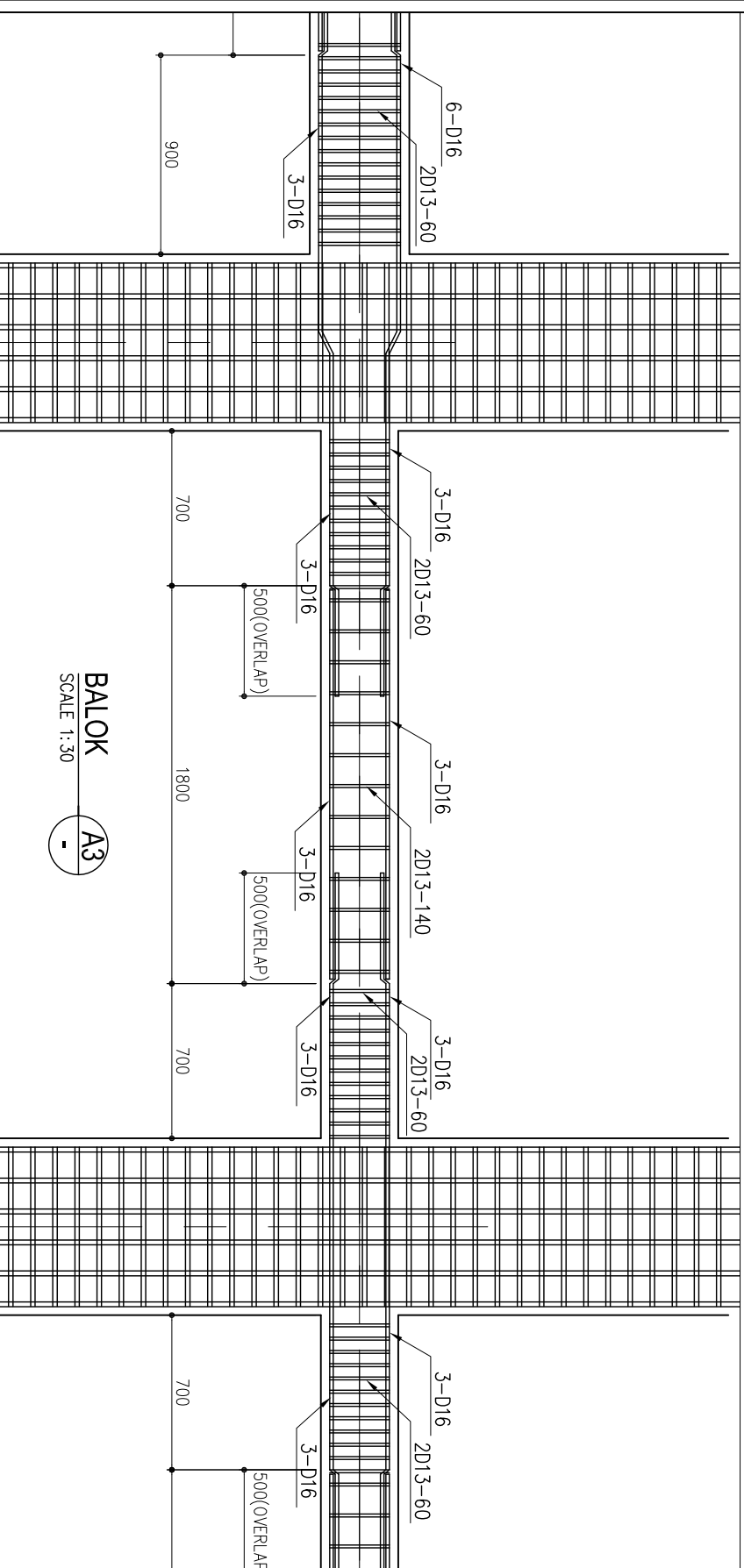
JUDUL GAMBAR

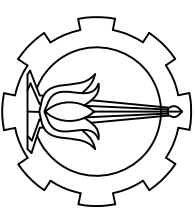
SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

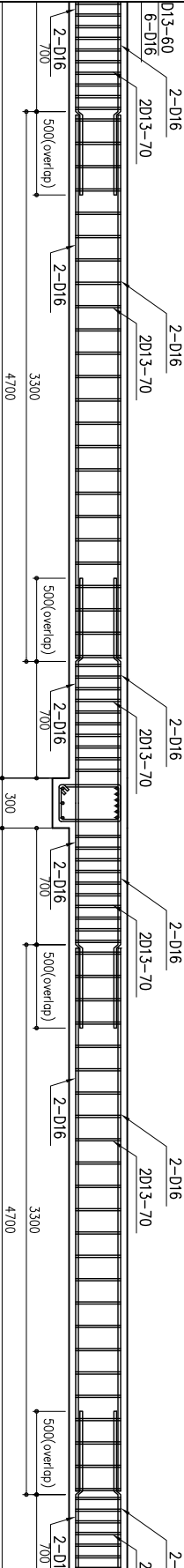
JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN



BALOK  
SCALE 1:40  
B1



PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

1:30

CATATAN



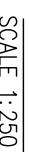


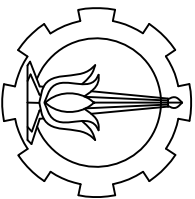
PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

CATATAN





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

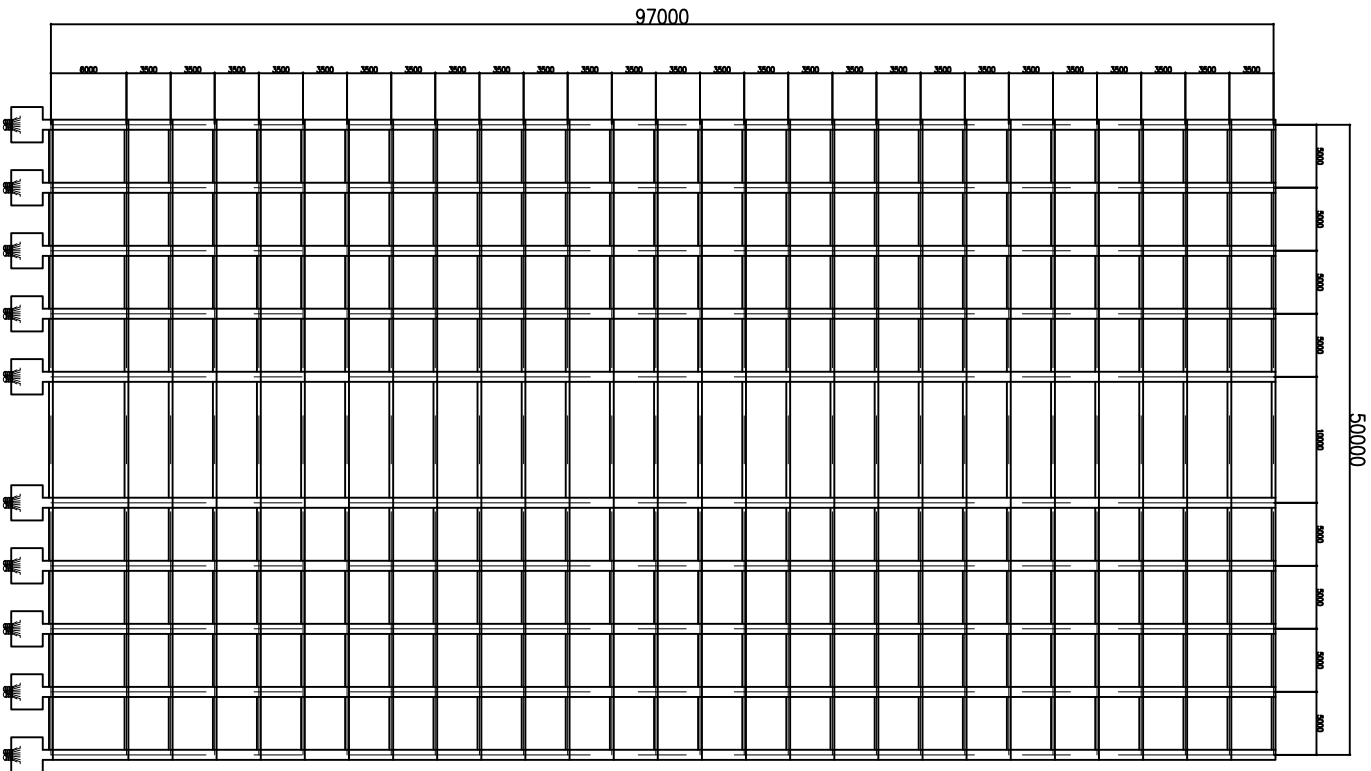
JUDUL GAMBAR

SKALA

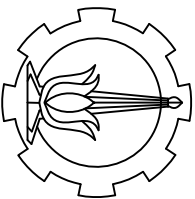
1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN



DENAH LANTAI 1-231  
SCALE 1:300



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

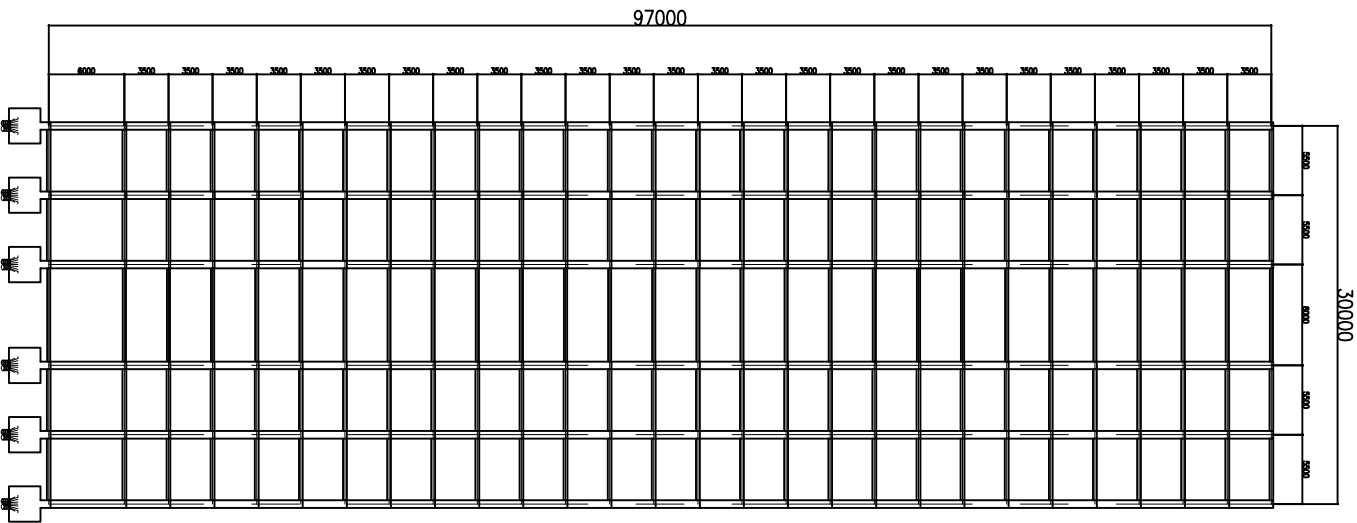
JUDUL GAMBAR

SKALA

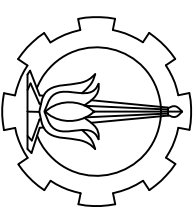
1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN



DENAH LANTAI 1-231  
SCALE 1:300



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJi WIBOWO  
31 12 100 057

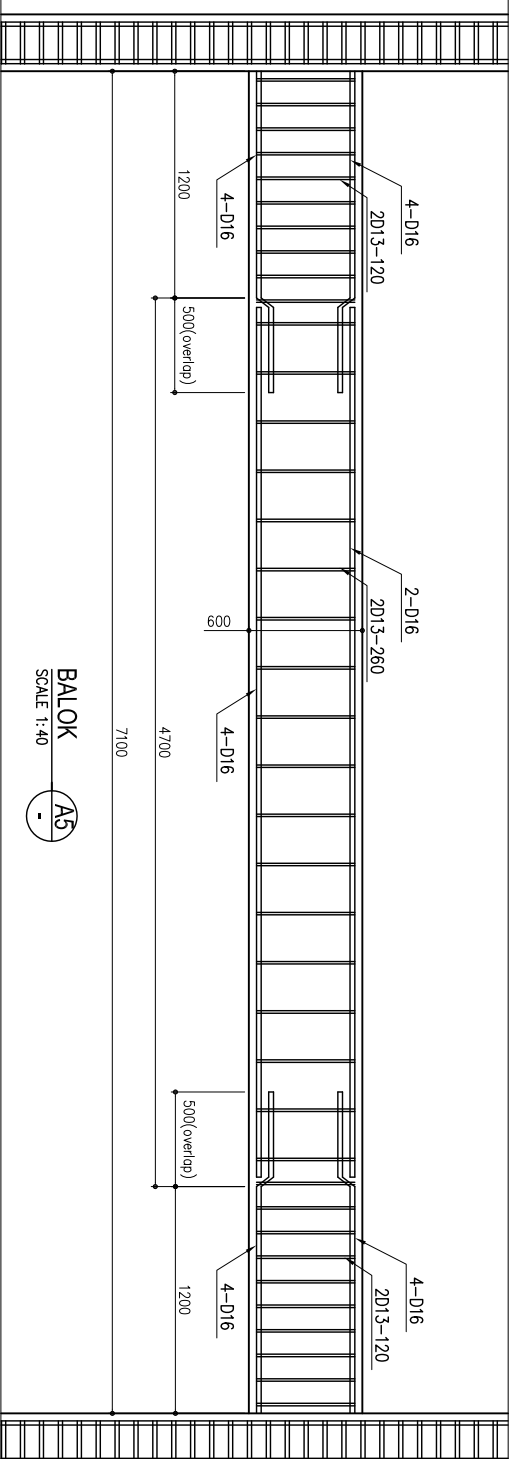
JUDUL GAMBAR

SKALA

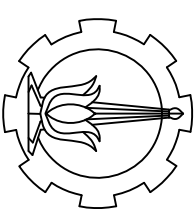
1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN







PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

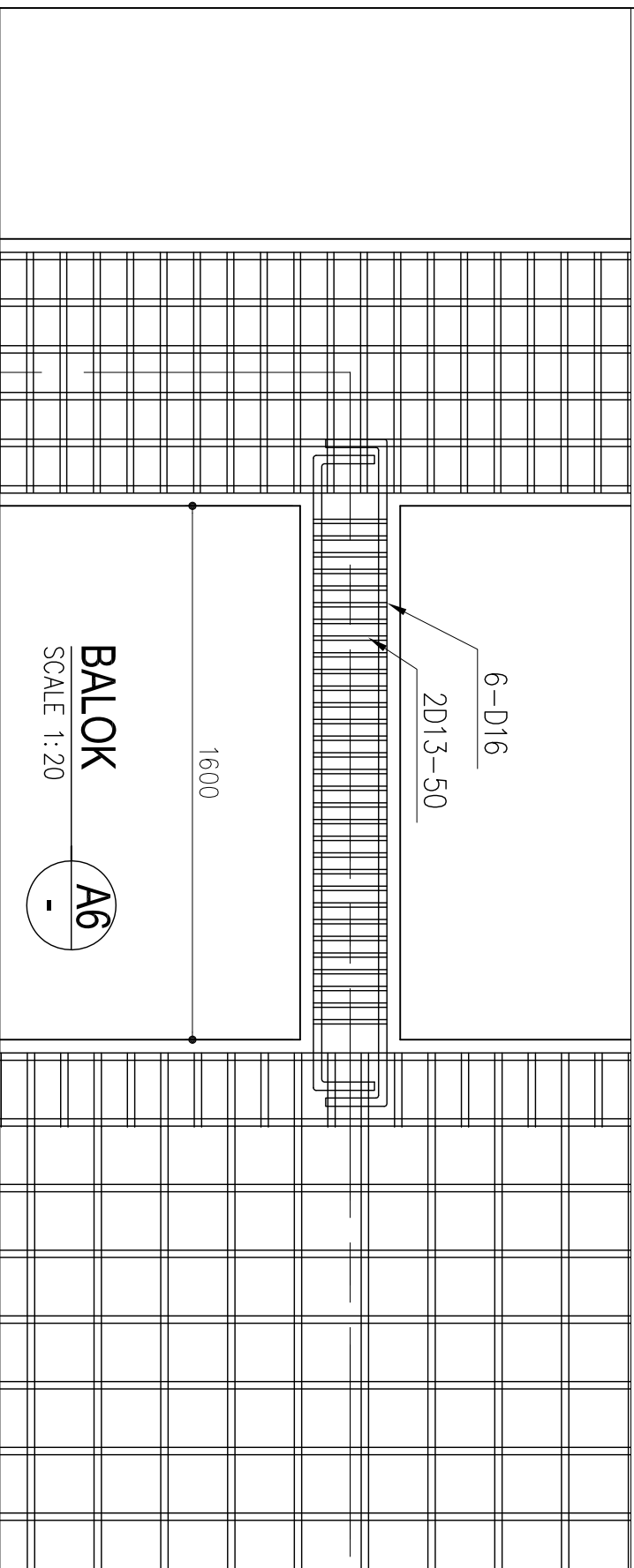
JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN

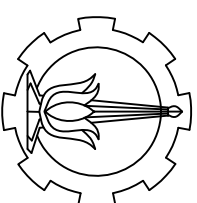
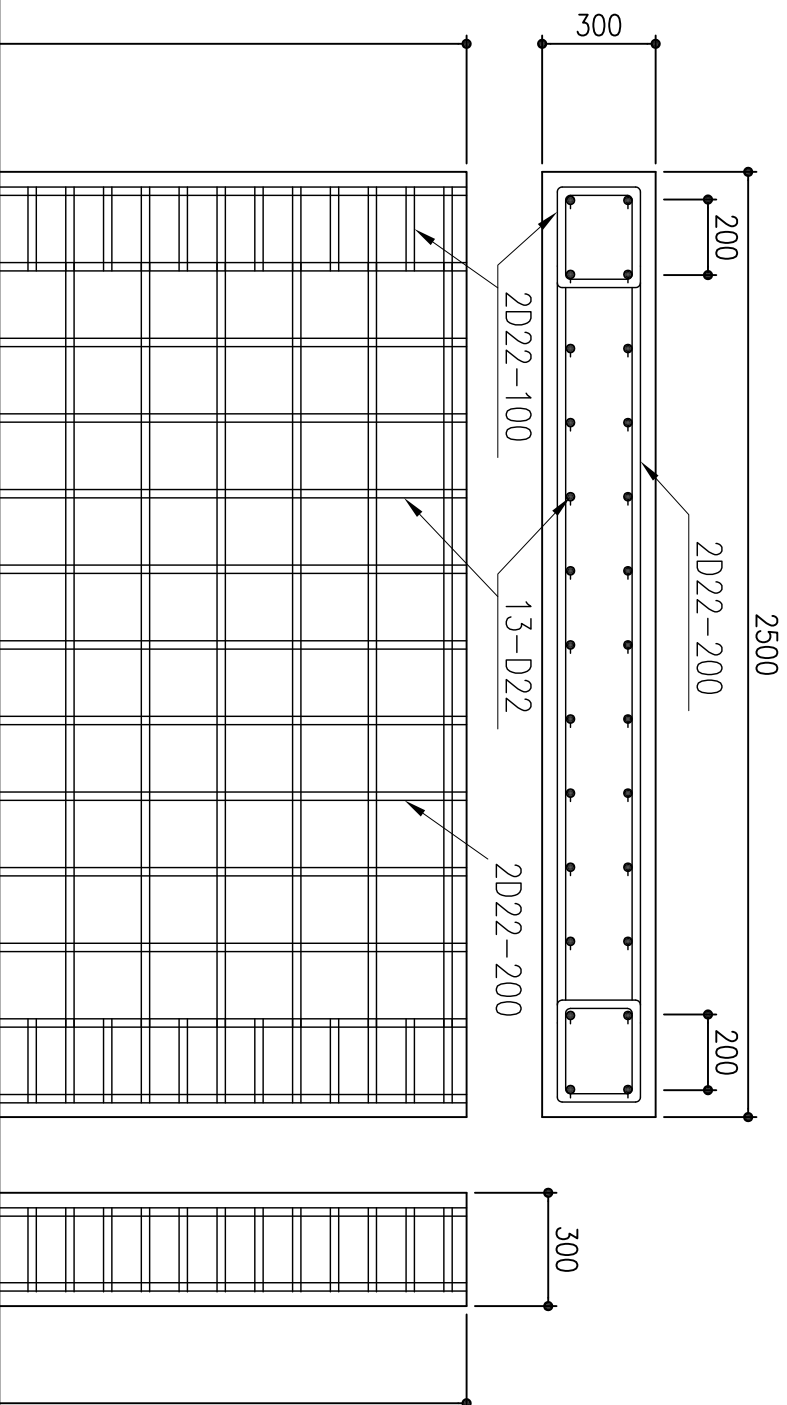


SHEARWALL

A

-

SCALE 1:20



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

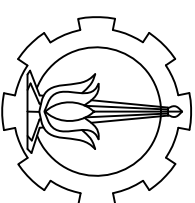
JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN



PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANUJ WIBOWO  
31 12 100 057

JUDUL GAMBAR

SKALA

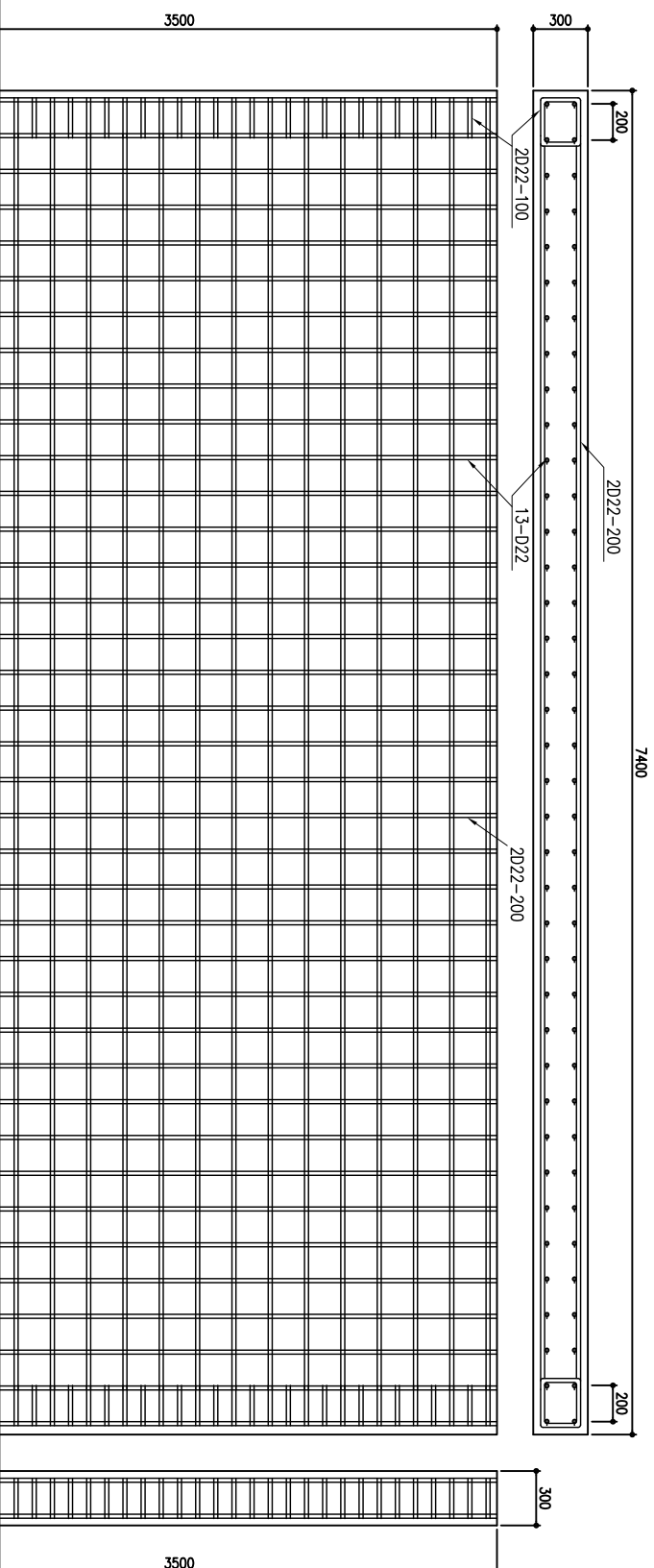
1 : 30

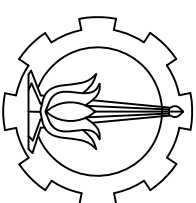
NOMOR GAMBAR

CATATAN

SHEARWALL B

SCALE 1:40





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

JUDUL GAMBAR

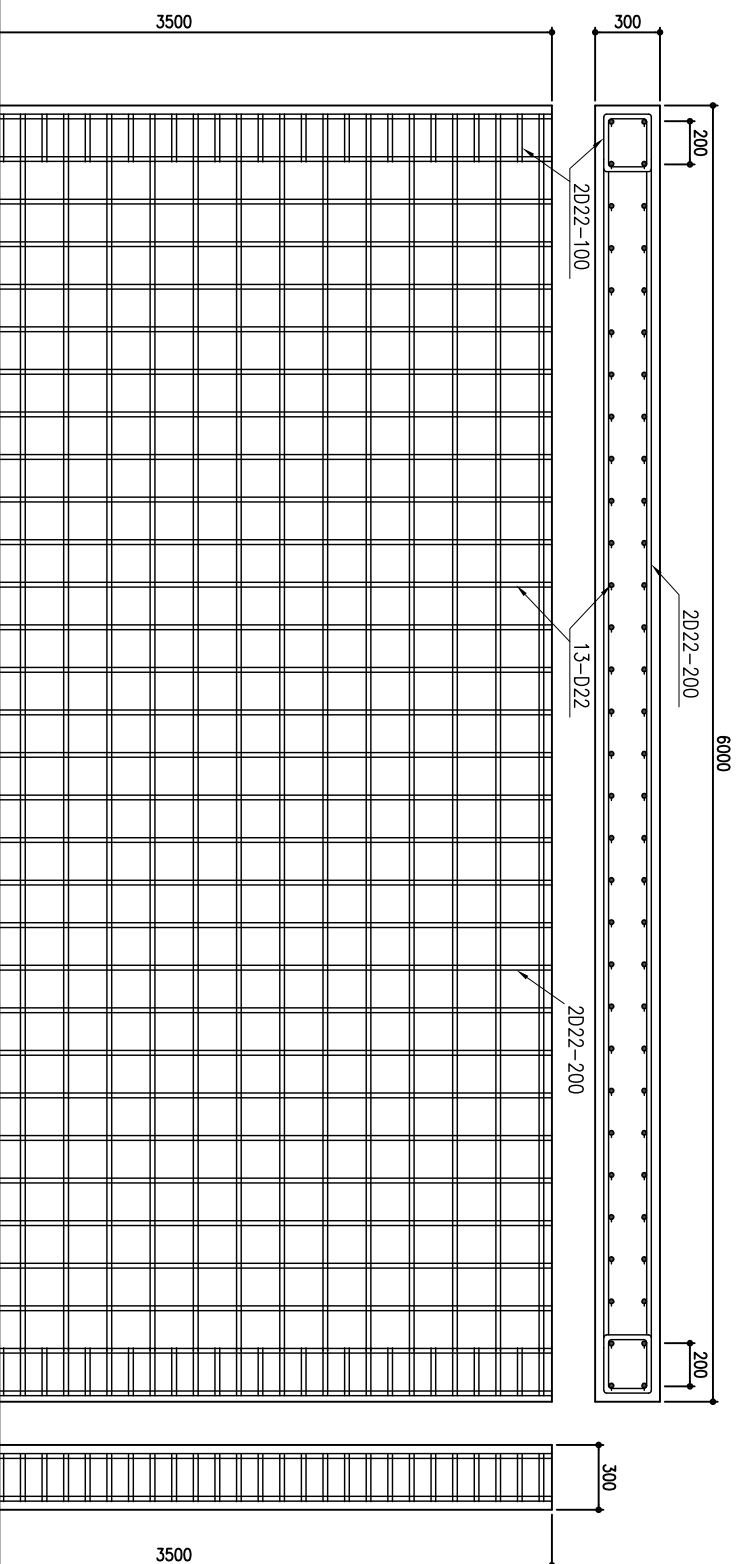
SKALA

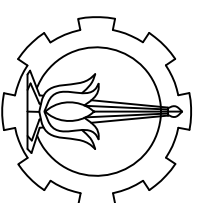
1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN

SHEARWALL  
SCALE 1:35





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

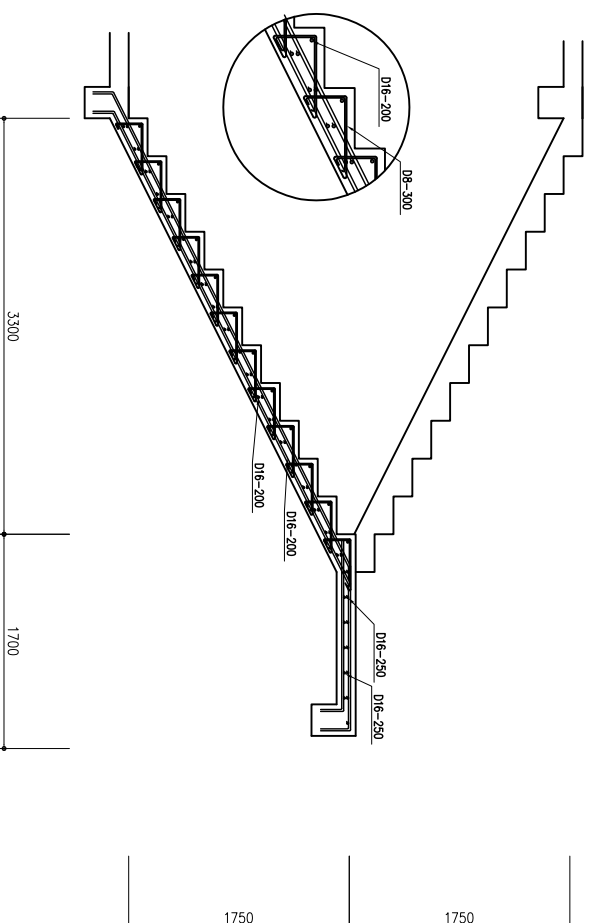
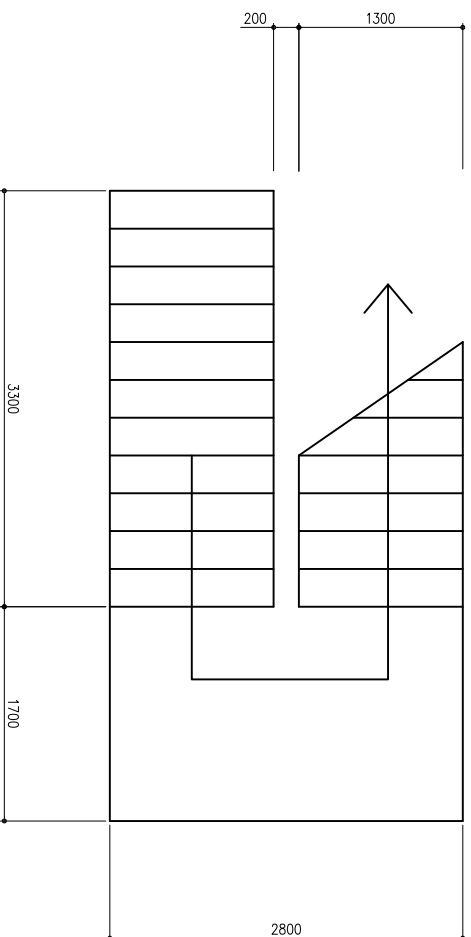
JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

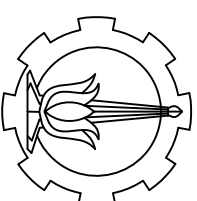
NOMOR GAMBAR

CATATAN



TANGGA  
SCALE 1:30





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

JUDUL GAMBAR

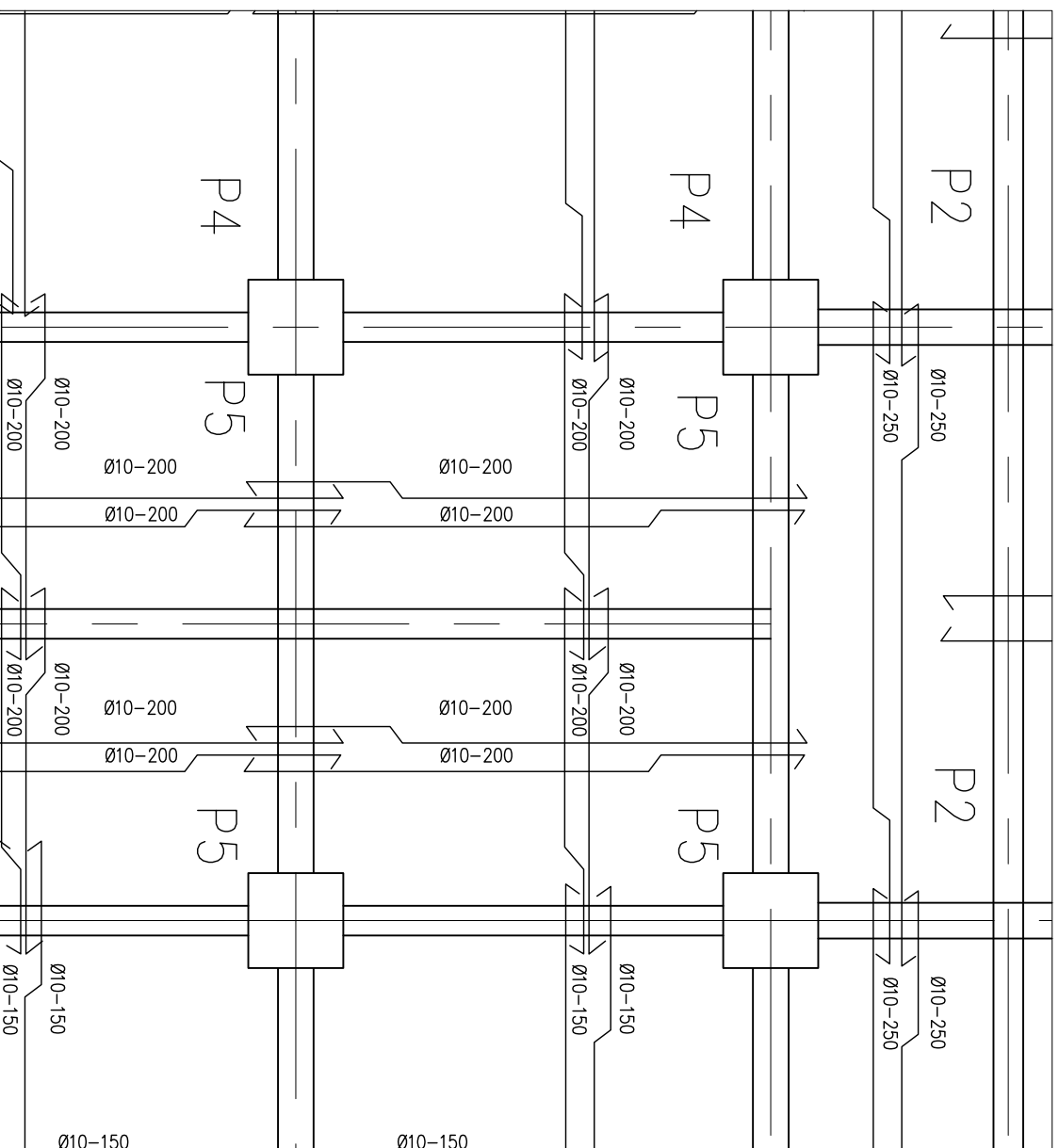
PENULANGAN PLAT

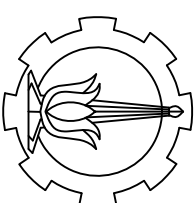
SKALA

1 : 60

NOMOR GAMBAR

CATATAN





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, IR., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

JUDUL GAMBAR

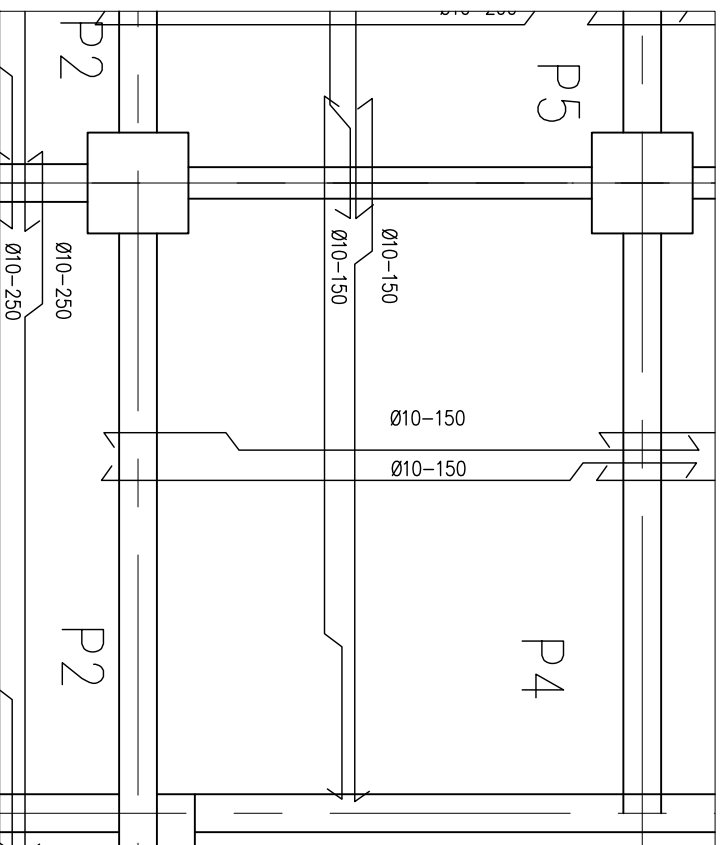
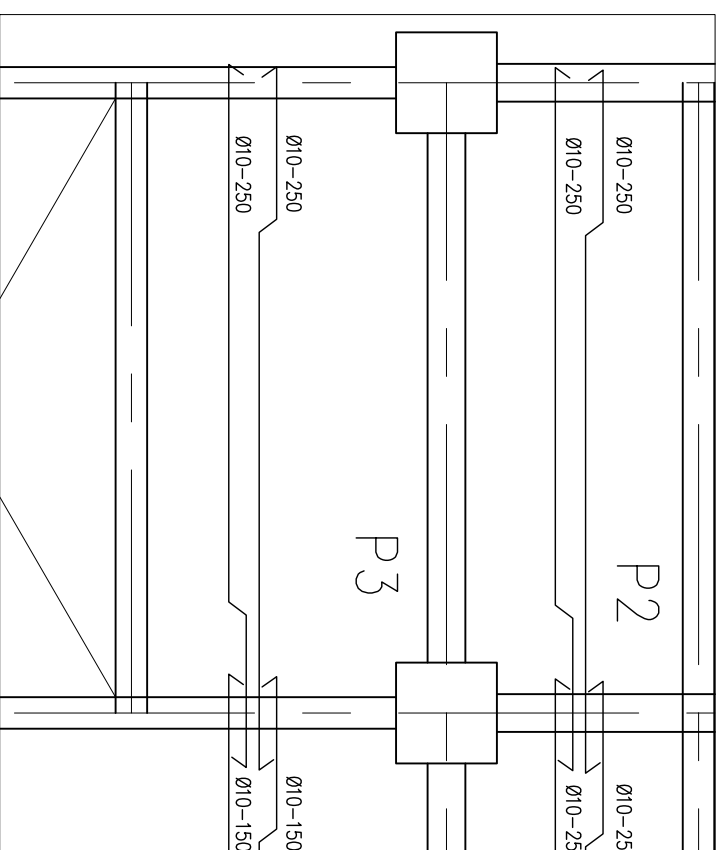
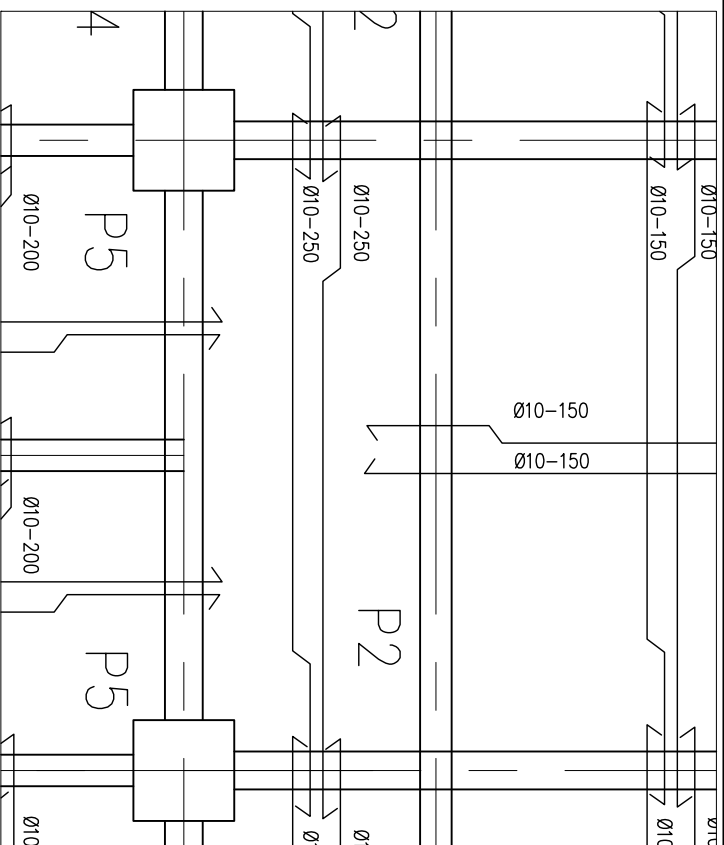
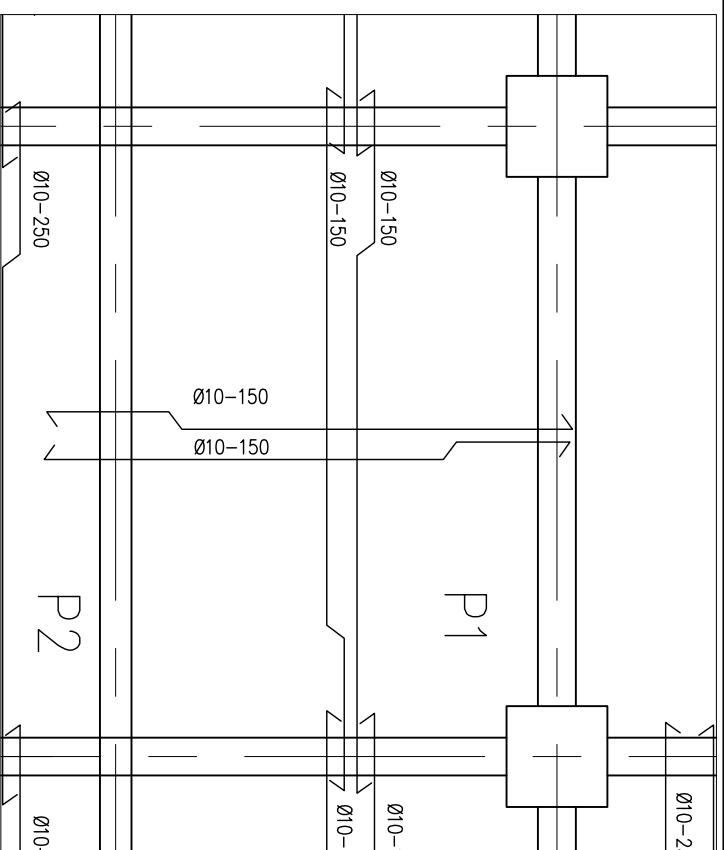
PENULANGAN PLAT

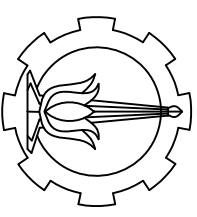
SKALA

1 : 60

NOMOR GAMBAR

CATATAN





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, I.R., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJI WIBOWO  
31 12 100 057

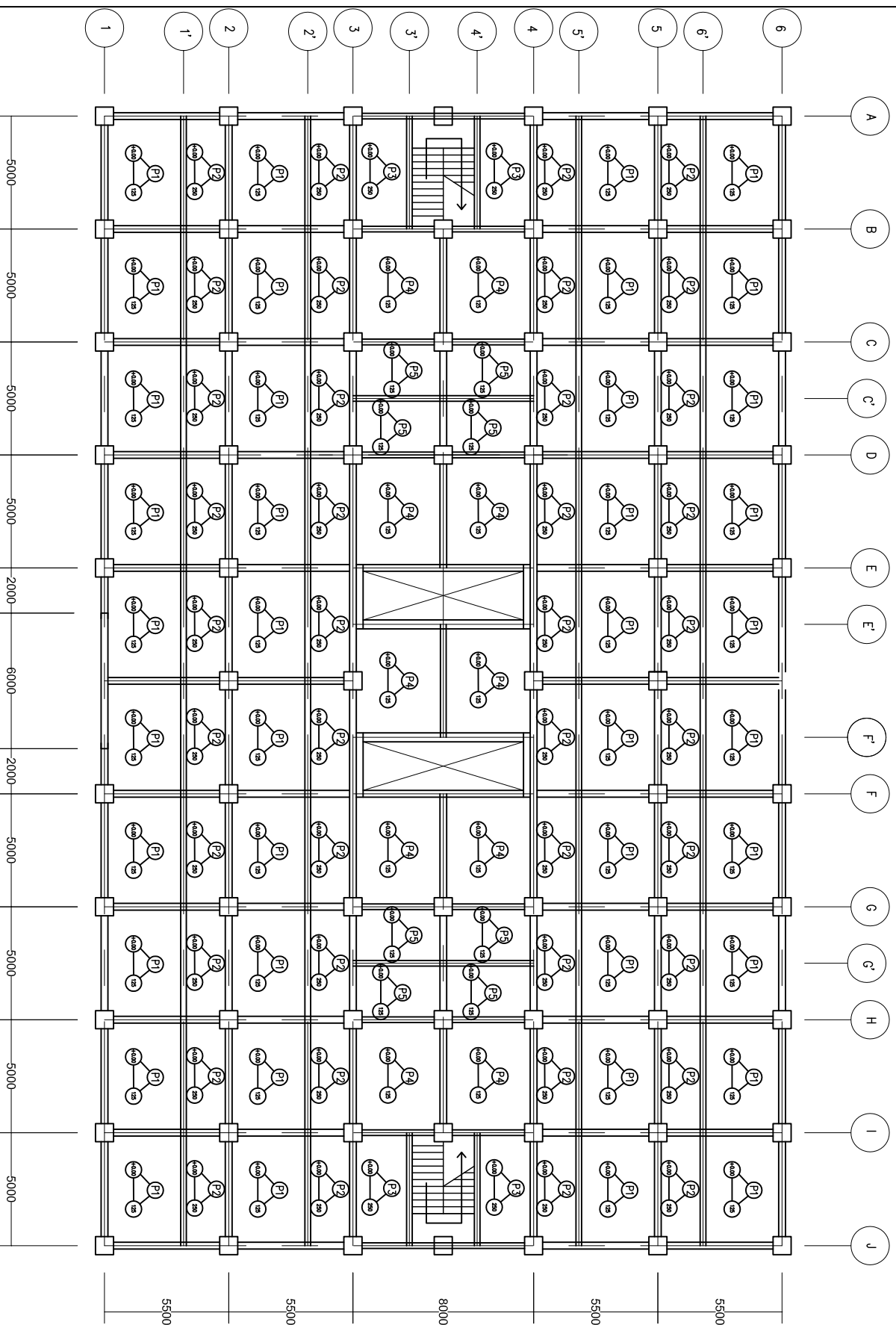
JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

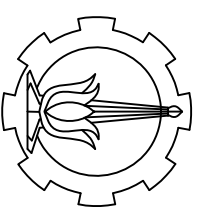
CATATAN



DENAH PLAT LT 1-6

SCALE 1: 250





PROGRAM S-1  
JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FTSP-ITS

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG GEDUNG  
I.T.S. OFFICE TOWER  
MENGGUNAKAN  
METODE PERFORMANCE BASED  
DESIGN

DOSEN PEMBIMBING

FAIMUN, I.R., M.Sc., Ph.D.

MAHASISWA

PANJi WIBOWO  
31 12 100 057

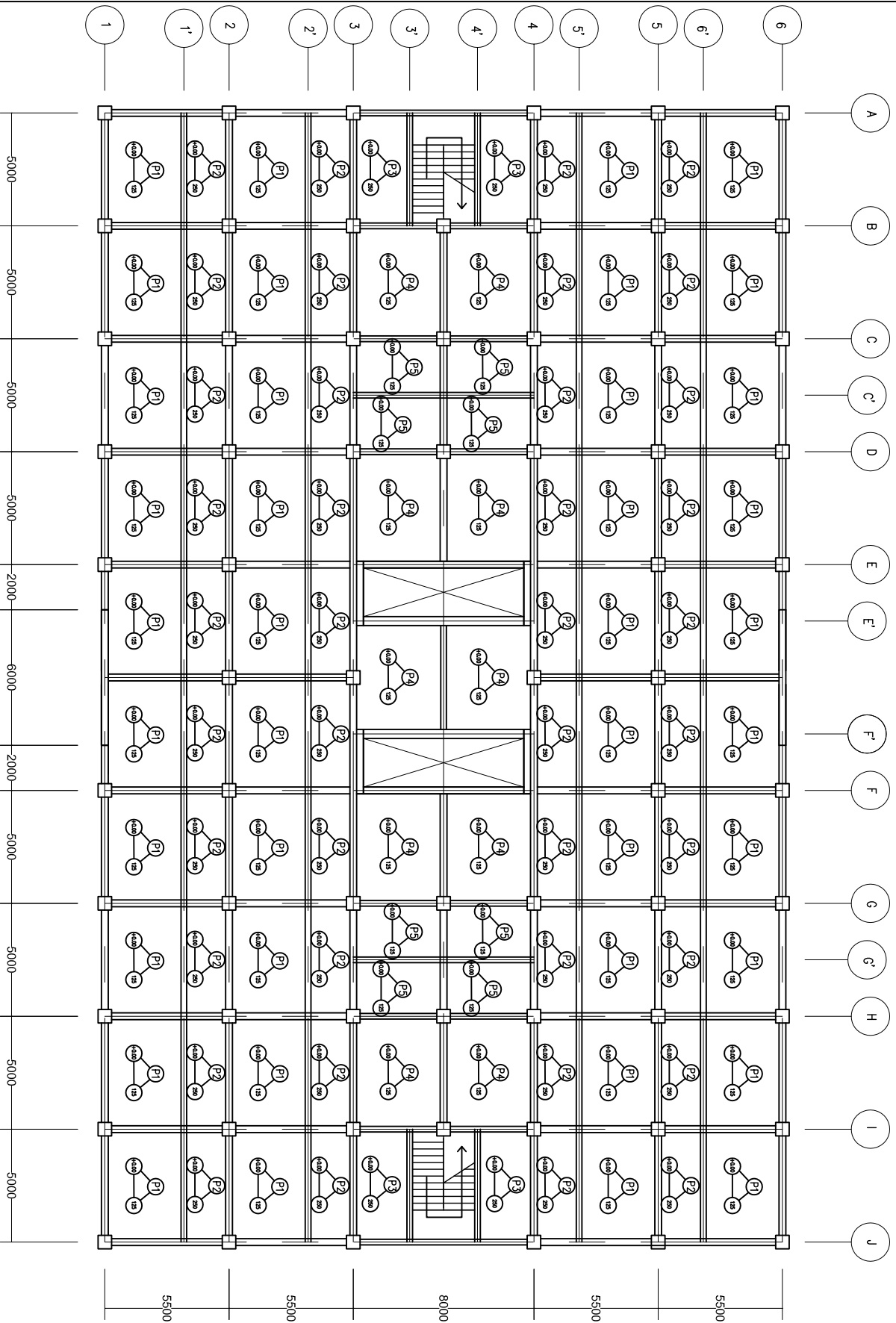
JUDUL GAMBAR

SKALA

1 : 30

NOMOR GAMBAR

CATATAN



DENAH PLAT LT 7-27

SCALE 1: 250

## **BIODATA PENULIS**



Penulis lahir di Jakarta, pada tanggal 3 Desember 1994 dengan nama lengkap Panji Wibowo. Penulis merupakan anak ketiga dari 3 bersaudara. Pendidikan formal yang telah ditempuh oleh penulis yaitu TK Sejahtera III, SD Negeri 01 Sukapura, SMP Negeri 231 Jakarta, SMA Negeri 13 Jakarta. Setelah lulus dari SMA Negeri 13 Jakarta, penulis melanjutkan ke jenjang perguruan tinggi dan penulis diterima di Jurusan Teknik Sipil

FTSP ITS Surabaya pada tahun 2012 dan terdaftar dengan NRP. 3112100057.

Selama berkuliah di Jurusan Teknik Sipil ITS, penulis sangat tertarik pada Bidang Struktur. Penulis sempat aktif pada organisasi Himpunan Mahasiswa Sipil (HMS), dan kepanitiaan di lingkup fakultas dan institut.